

**DYNAMISCHE LABORVERSUCHE AN GEOGITTER-
BEWEHRTER ERDE**

Michael Burgstaller

DANKSAGUNG

In erster Linie möchte ich mich bei meiner Familie bedanken, insbesondere bei meiner Mutter und meinen Großeltern die mir mit Liebe und Kraft stets bei meinem Ausbildungsweg beigestanden sind und ohne Sie wäre dieser nicht möglich gewesen.

Weiters möchte ich mich beim Institut für Bodenmechanik und Grundbau der Technischen Universität Graz für die Betreuung meiner Masterarbeit bedanken. Hierbei geht mein Dank besonders an Herrn O.Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Stephan Semprich und Herrn Dipl.-Ing. Christian Lackner, die mit anregenden Diskussionen und konstruktiver Kritik maßgebend am Erfolg dieser Masterarbeit beigetragen haben.

Außerdem möchte ich mich bei Herrn Dipl.-Ing. Andreas Herold bedanken, der mir die Möglichkeit gab die Versuche am Versuchsstand des Ingenieurbüros IBH – Herold und Partner Ingenieure durchzuführen und mir während meines Aufenthaltes in Weimar stets mit Rat zur Seite stand.

EIDESSTAATLICHE ERKLÄRUNG

Ich erkläre an Eides statt, dass ich die vorliegende Arbeit selbstständig verfasst, andere als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel nicht benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich als auch inhaltlich entnommene Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Graz, am

.....

(Michael Burgstaller)

KURZFASSUNG

In dieser Masterarbeit soll das Verformungsverhalten von geogitterbewehrten, kohäsionslosen und trockenen Boden unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung untersucht werden. Weiters wird das innovative Konstruktionsprinzip der „Vorgespannten bewehrten Erde“ nach *Lackner und Semprich (2010)*¹ unter statischen und zyklisch-dynamischen Beanspruchungen validiert.

Zu diesem Zwecke wurde ein Versuchskonzept entwickelt bei dem sich ein geogitterbewehrtes Bodenelement aus der Realität in ein Modell übertragen lässt. Dieses Versuchskonzept dient als Grundlage für die Versuchskonstruktion mit welcher die Versuchsdurchführung umgesetzt wird. Die Versuchskonstruktion besteht aus einem vertikalen und einem horizontalen Kraftsystem, welche die angedachten Kräfte auf das Bodenelement übertragen. Die Reaktion des Bodenelementes auf das aufgebrachte Versuchsprogramm wird gemessen. Aufgrund dieser Ergebnisse werden die Versuche ausgewertet und es wird eine Aussage über das dynamische Last-Verformungsverhalten von geogitterbewehrten Böden unter dem Besonderen Aspekt der Vorspannung des Geogitters getroffen.

Schlagworte: dynamische Laborversuche, vorgespannte geogitterbewehrte Erde

¹ C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

ABSTRACT

In this master thesis the behaviour of geogrid reinforced, cohesionless and dry soils under cyclic and dynamic loading should be investigated. Furthermore the effect of the innovative principle of “pre-stressed reinforced soil” (*Lackner and Semprich 2010²*) on the cyclic load displacement behavior should be determined.

Therefore an experimental setup was designed to extract a soil element from reality into a experimental model. The testing concept is the framework for the construction of the testing device. The testing device includes a vertical and a horizontal force system applying those forces on the soil element which should be tested. The reaction of the soil element, due to this loading, is measured. On the basis of these measurements a conclusion for the cyclic load-settlement behavior of reinforced soils is produced.

Keywords: dynamic soil tests, prestressed geogrid reinforced soils

² C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

INHALTSVERZEICHNIS

1. Einführung.....	1
1.1. Literaturübersicht.....	1
1.2. Schlussfolgerungen aus der Literaturübersicht.....	6
1.3. Zusammenfassung – Motivation	7
2. Versuchsbeschreibung	8
2.1. Versuchskonzept	8
2.2. Versuchsbeschreibung mittels Variablen	9
2.3. Versuchsprogramm	13
3. Versuchseinrichtung.....	27
3.1. Allgemeiner Aufbau – Versuchsstand	27
3.2. Versuchsbox	28
3.3. Vertikales Kraftsystem.....	32
3.4. Horizontales Kraftsystem	34
3.5. Time Dependent Particle Image Velocimetry Method - PIV	37
4. Versuchsmaterialien – geokunststoffbewehrtes Bodenpaket	44
4.1. Boden	44
4.2. Geokunststoff.....	49
5. Versuchsabfolge	54
5.1. Vorbereitung Versuchsbox.....	54
5.2. Vorbereitung Boden	54
5.3. Vorbereitung Geogitter	55
5.4. Vorbereitung geogitterbewehrtes Bodenpaket.....	55
5.5. Versuchsdurchführung	61
5.6. Nachbereitung.....	64
6. Versuchsergebnisse.....	66

6.1.	Versuchsreihe 1	66
6.2.	Versuchsreihe 1 – Lastkombination 3 und statische Belastung	73
6.3.	Versuchsreihe 2	82
6.4.	Zugversuche	91
7.	Interpretation der Ergebnisse	93
7.1.	Versuchsreihe 1	93
7.2.	Versuchsreihe 2	102
7.3.	Frequenzvariation	109
7.4.	Vorspannungsart	109
7.5.	PIV – Analyse	111
8.	Zusammenfassung.....	116
9.	Referenzen	117

ABBILDUNGSVERZEICHNIS

Abbildung 1-1: Schematische Darstellung von a) dem Belastungsfall des Langzeitversuch und b) dem Wöhlerdiagramm beispielhaft für Stahl und Geokunststoff	5
Abbildung 2-1: Elementtest für eine geogitterbewehrte zyklisch-dynamisch belastete Stützkonstruktion	9
Abbildung 2-2: Eingangsgrößen	10
Abbildung 2-3: a) Definition einer harmonischen Belastung über den Zeitbereich, b) Änderung des zyklisch-dynamischen Niveaus σ_{zd} der Belastung, c) Änderung der Belastungsfrequenz f und d) Änderung des statischen Niveaus σ_{stat} der Belastung	14
Abbildung 2-4: Tiefenwirkung mit Frequenzvariation für Rechteckeinflussfläche (3x1 [m]) und $\sigma = 52$ [kN/m ²] bei $E_{s,k} = 100$ [MN/m ²] nach <i>EBGEO (2010)</i>	15
Abbildung 2-5: Entwickeltes Nomogramm zur Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung im Unterbau und Untergrund von Schienenverkehrswegen im Schotterbau bei Achslasten von 200 [kN] (<i>Gotschol 2002</i>)	16
Abbildung 2-6: Verlauf der a) vertikalen und b) horizontalen Spannungen (statisch, zyklisch-dynamisch und gesamt)	18
Abbildung 2-7: zeitlicher Verlauf der zyklisch-dynamischen Druckspannung in einer Tiefe von 1,48 [m] unter der Schienenoberkante für a) einen Schotteroberbau und b) eine feste Fahrbahn (<i>Gotschol 2002</i>)	19
Abbildung 2-8: Einbauvarianten des Geogitters, a) unbewehrt, b) Geogitter lose verlegt, c) Geogitter permanent vorgespannt und d) Geogitter temporär vorgespannt (nach <i>Lackner und Semprich 2010</i>)	20
Abbildung 2-9: Modellierung der Interaktion zwischen Geogitter und Boden nach dem Element ...	22
Abbildung 2-10: Schematische Darstellung der Belastungskombinationen der Versuchsreihe 1	23
Abbildung 2-11: Schematische Darstellung der Belastungskombinationen der Versuchsreihe 2	24
Abbildung 3-1: Allgemeiner Aufbau Versuchsstand	27
Abbildung 3-2: Versuchsbox mit horizontalem Pneumatikzylinder im a) Längsschnitt und b) Grundriss	29
Abbildung 3-3: a) Versuchsbox im Aufriss, b) vertikaler Anschluss und c) horizontaler Anschluss der beweglichen Wand an den Rahmen der Versuchsbox	30
Abbildung 3-4: Klemmschiene und Vorspanneinrichtung für Geogitter im a) Vertikalschnitt und b) Grundriss	31

Abbildung 3-5: a) Betriebsdruck p in Abhängigkeit des Kolbendurchmessers D und der Kraft F und b) Luftverbrauch Q in Abhängigkeit des Kolbendurchmessers D und dem Betriebsdruck p	35
Abbildung 3-6: Umwandlung eines 24 Bit Bildes in ein 8 Bit Bildes	37
Abbildung 3-7: Sichtfenster aus VSG und Befestigung Kompaktkamera	39
Abbildung 3-8: Auswirkungen von Kameraeinstellungen auf die Aufnahmen.....	41
Abbildung 3-9: Vorgehensweise der PIV – Analyse mit Hilfe des Programms PIVlab	43
Abbildung 4-1: Bodenprobe.....	44
Abbildung 4-2: Sieblinie der Mischprobe MP25, MP29 und MP35 (Versuch aus 2007) MP01 (Versuch aus 2010)	45
Abbildung 4-3: Überblick Geokunststoffarten	50
Abbildung 4-4: Last-Dehnungsdiagramm bzw. Belastungsgrad-Dehnungsdiagramm für a) Vliese und b) Geogewebe und Geogitter (nach <i>EBGEO 2010</i>) in Abhängigkeit mit unterschiedlichen Ausgangsmaterialien	51
Abbildung 4-5: verwendete Geogitterarten: a) Geogitter 1, b) Knotendetail Geogitter 1, c) Geogitter 2 und 3 und d) Knotendetail Geogitter 2 und 3	53
Abbildung 5-1: Anschlussdetail bewegliche Wand an Hydraulikzylinder	56
Abbildung 5-2: Einspannung des Geogitters in die bewegliche Wand.....	57
Abbildung 5-3: Einbau des Laserdistanzmesser und des Wegaufnehmers (a-d) und Einsetzen der Frontkonstruktion (e-f).....	58
Abbildung 5-4: Einbau der ersten Sandschicht und des Geogitters (a-g).....	59
Abbildung 5-5: Vorspannvorrichtung	60
Abbildung 5-6: Einbringen und Verdichten der zweiten Bodenlage, Aufsetzen der Lastplatte und Zwischenplatte.....	60
Abbildung 5-7: Rückbau des Versuchaufbaues	65
Abbildung 6-1: Schlupf des äußersten Geogitterstranges im a) belasteten Zustand und b) im entlasteten Zustand	92
Abbildung 7-1: vert. und horiz. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 1	94
Abbildung 7-2: vert. und hor. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 2	95
Abbildung 7-3: Vergleich der vert. Verschiebungen s_v für das Geogitter 1 und 2	96
Abbildung 7-4: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 1	97

Abbildung 7-5: hor. Verschiebung s_h und Dehnung ε_1 und ε_v für das Geogitter 1	98
Abbildung 7-6: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 2	99
Abbildung 7-7: hor. Verschiebung s_h und Dehnung ε_1 und ε_v für das Geogitter 2	100
Abbildung 7-8: vert. und hor. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 1	103
Abbildung 7-9: vert. und hor. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 3	103
Abbildung 7-10: Vergleich der vert. Verschiebungen s_v für das Geogitter 1 und 3	104
Abbildung 7-11: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 1	106
Abbildung 7-12: hor. Verschiebung s_h und Dehnung e_1 und e_v für das Geogitter 1.....	107
Abbildung 7-13: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 3	108
Abbildung 7-14: hor. Verschiebung s_h und Dehnung e_1 und e_v für das Geogitter 1.....	108
Abbildung 7-15: Variation der Frequenz: Auswirkung auf vert. und hor. Verschiebungen s_v und s_h	109
Abbildung 7-16: Änderung der Vorspannungsart: Auswirkungen auf die vert. und hor. Verschiebungen	110
Abbildung 7-17: Ergebnisse der PIV – Analyse des unbewehrten Versuches	112
Abbildung 7-18: Ergebnisse der PIV – Analyse des lose bewehrten Versuches.....	113
Abbildung 7-19: Ergebnisse der PIV – Analyse des temporär vorgespannten Versuches	114
Abbildung 7-20: Ergebnisse der PIV – Analyse des permanent vorgespannten Versuches	115

TABELLENVERZEICHNIS

Tabelle 1-1: Tabellarische Zusammenfassung der Einflussparameter auf das elastische und plastische Verhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer oder dynamischer Beanspruchung (nach Gotschol 2002)	4
Tabelle 2-1: Beschreibung der Lage des Bodenpaketes im Element-Versuch	9
Tabelle 2-2: Eingangsgrößen	11
Tabelle 2-3: Messgrößen	12
Tabelle 2-4: Hergeleitete Größen	13
Tabelle 2-5: Zusammenfassung Belastungskombination	17
Tabelle 2-6: errechnete Frequenzen eines ICE – Zuges mit einer Fahrgeschwindigkeit V_{Zug} von 300 [km/h] (Gotschol 2002)	19
Tabelle 2-7: Versuchsmatrix der Versuchsreihe 1	25
Tabelle 2-8: Versuchsmatrix der Versuchsreihe 2	26
Tabelle 3-1: Kennwerte des vertikalen Hydraulikzylinders	32
Tabelle 3-2: Spezifikationen des vertikalen Kraftaufnehmers	33
Tabelle 3-3: Spezifikationen des vertikalen induktiven Wegaufnehmers	33
Tabelle 3-4: Spezifikationen der horizontalen Kraftmessdose	35
Tabelle 3-5: Spezifikationen des horizontalen Wegaufnehmers	36
Tabelle 3-6: Spezifikationen des Laserdistanzmessers	36
Tabelle 4-1: Kennwerte aus der Sieblinienanalyse	45
Tabelle 4-2: Kennwerte für die dichteste Lagerung	46
Tabelle 4-3: Kennwerte für die lockerste Lagerung	46
Tabelle 4-4: Ergebnisse aus Großrahmenscherversuch	47
Tabelle 4-5: Ergebnisse aus eindimensionalen Kompressionsversuch	47
Tabelle 4-6: Ergebnisse aus dem Triaxialversuch sowie aus dem Resonant-Column-Versuch	48
Tabelle 4-7: Typische Kurzzugfestigkeit und Bruchdehnungen von Geokunststoffen (EBGEO 2010)	52
Tabelle 4-8: Eigenschaften der zu untersuchenden Geogitter	53

Tabelle 5-1: Bereiche der Lagerungsdichten in Verdichtungsgraden.....	55
Tabelle 6-1: Versuchsparameter der Versuchsreihe 1.....	66
Tabelle 6-2: Versuchsparameter der Versuchsreihe 2.....	82

VERZEICHNIS DER VARIABLEN

Kürzel	Einheit	Bezeichnung
σ_m	[kN/m ²]	Mittlerer Hauptnormalspannungszustand
N	[-]	Lastwechselzahl
σ_{zd}	[kN/m ²]	Zyklisch-dynamische Spannung
f	[Hz]	Belastungsfrequenz
e	[-]	Porenzahl
n	[-]	Porenanteil
ϵ_e	[-]	Elastische Dehnung
ϵ_p	[-]	Plastische Dehnung
σ_{stat}	[kN/m ²]	Statische Spannung
L, B, und H	[m]	Länge Breite und Höhe des Bodenpaketes
A	[m ²]	Querschnitt Bodenpaket
h ₁ und h ₂	[m]	Höhe Bodenschicht 1 und Höhe Bodenschicht 2
a	[m]	Maschenweite des Geogitters
D ₅₀	[m]	Charakteristischer Korndurchmesser zur Beschreibung der Sieblinie des Bodens
F _{z,stat}	[kN]	Statisches Niveau der vertikalen Kraft
F _{z,zd}	[kN]	Zyklisch-dynamisches Niveau der vertikalen Kraft
F _{G0}	[kN]	Vorspannkraft Geogitter
ρ_d	[kg/m ³]	Trockendichte
ρ_s	[kg/m ³]	Korndichte
w	[-]	Wassergehalt
c	[kN/m ²]	Kohäsion
φ	[°]	Reibungswinkel
p^{ref}	[kN/m ²]	Referenz-Hauptnormalspannung
m	[-]	Steffeexponent
E _{oed} ^{ref}	[kN/m ²]	Referenzwert des Steifemoduls
E _{ur} ^{ref}	[kN/m ²]	Referenzwert des Steifemoduls bei Ent- und Wiederbelastung
Rf	[-]	Spannungsverhältnis

$\gamma_{0,7}$	[-]	Referenzwert der Schubdehnung bei etwa 72,2% Abminderung des Schubmoduls
ψ	[°]	Dilatanzwinkel
E_{50}^{ref}	[kN/m ²]	Referenzwert des Elastizitätsmoduls bei halber Scherbruchspannung
ν_{ur}	[-]	Querdehnzahl bei Ent- und Wiederbelastung
G_0^{ref}	[kN/m ²]	Referenzwert des Schubmoduls bei kleinen Dehnungen

1. EINFÜHRUNG

In dieser Masterarbeit soll das Verformungsverhalten unter zyklisch-dynamischer Belastung von geogitterbewehrten, kohäsionslosen und trockenen Böden untersucht werden. Um das Verhalten von geogitterbewehrten Konstruktionen unter zyklisch-dynamischer Belastung beurteilen und vorhersagen zu können sind Untersuchungen an diesen Konstruktionen unabdingbar. Vor allem das Last-Setzungsverhalten dieser Konstruktionen muss prognostizierbar sein, sodass der Nachweis der Gebrauchstauglichkeit von Konstruktionen gewährleistet werden kann.

Es wird in Folge eine zusammenfassende Literaturübersicht geboten, Schlussfolgerungen daraus gezogen und Punkte ausgearbeitet die in weiterer Folge untersucht werden sollten.

1.1. Literaturübersicht

Um das Verhalten von geogitterbewehrten Böden unter zyklisch-dynamischer Belastung beurteilen zu können, müssen zuvor das Verhalten der beiden Komponenten, Boden und Geogitter, unter zyklisch dynamischer Belastung separat betrachtet werden. Daher wird vorab auf das Verhalten des kohäsionslosen unbewehrten Bodens und des Geogitters unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung aus bestehender Literatur eingegangen. Anschließend wird anhand von zwei Versuchen aus der Literatur das Verhalten von geogitterbewehrten Böden erläutert.

1.1.1. Untersuchungen an kohäsionslosen Böden

Die Abhängigkeiten des elastischen und plastischen Verformungsverhaltens von trockenen und kohäsionslosen Böden von

- der Lastwechselzahl N ,
- des allgemeinen Spannungszustandes σ_m ,
- der zyklisch-dynamischen Spannung σ_{zd} ,
- der Frequenz f ,
- und der Porenzahl e bzw. des Porenanteils n ,

wird von verschiedenen Autoren beschrieben.

Zuerst soll die Abhängigkeit der elastischen Dehnungen ε_e von den oben beschriebenen Faktoren aus Versuchen verschiedenster Autoren erläutert werden.

Das elastische Verformungsverhalten in Abhängigkeit zur Lastwechselzahl N wird von *Güttler (1984)*³ beschrieben. Das elastische Verhalten wird in 2 Phasen eingeteilt. Es wird gezeigt, dass die elastischen Dehnungen ε_e für die ersten 100 Lastwechsel N (= 1. Phase) je nach Verdichtung des Bodens, bzw. Spannungsniveau σ_m zu einem dilatantem oder kontraktantem Verhalten führen. Nach diesen 100 Lastwechseln N (= Beginn der 2. Phase) verhalten sich die elastischen Dehnungen ε_e quasi ident und vermindern sich mit Erhöhung der Lastwechselzahl N .

Der Spannungszustand σ_m hat wie vorhin erläutert demnach nur einen Einfluss auf die elastischen Dehnungen ε_e während der ersten 100 Lastwechsel N .

Bei höherer zyklisch-dynamischer Spannung σ_{zd} ist die elastische Dehnung ε_e nach dem ersten Lastwechsel N höher als bei geringerer zyklisch-dynamischer Spannung σ_{zd} . Jedoch nehmen diese elastischen Dehnungen ε_e mit steigender Lastwechselzahl N durch die höhere zyklisch-dynamische Spannung σ_{zd} rascher ab.

Über die Abhängigkeit der elastischen Dehnungen ε_e von der Belastungsfrequenz f sind in der Literatur sehr widersprüchliche Aussagen verschiedener Autoren vorhanden. Teilweise wird eine Belastungsunabhängigkeit der elastischen Dehnungen ε_e in einem bestimmten Frequenzbereich f ($\sim 0,1 - 30$ Hz) aus den Testergebnissen interpretiert (*ORE 1974*⁴, *ORE 1978*⁵ und *Hettler 1987*⁶), welche aber nicht ausdrücklich nachvollzogen werden kann. Andere Autoren stellten in verschiedenen Frequenzbereichen eine Abhängigkeit zwischen dem elastischen Verformungsverhalten und der Belastungsfrequenz f fest (*Shibuya et al 1995*⁷ im Frequenzbereich von 10 bis 30 Hz, *Thiel 1988*⁸ im Frequenzbereich zwischen 0,1 und 10 Hz).

Durch eine erhöhte Verdichtung des Bodens, respektive geringerer Porenzahl e , sinken die elastischen Dehnungen ε_e unter einer zyklisch-dynamischen Belastung σ_{zd} .

Die plastischen Dehnungen ε_p erhöhen sich mit steigender Lastwechselzahl N , zugleich jedoch sinken die Größe der Inkremente der plastischen Dehnung ε_p bei einem stabilen System. Dieses Verhalten

³ U. GÜTTLER (1984): „Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhalten von ungebundenen Mineralstoffen“, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau Wasserwesen und Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, Heft 8

⁴ ORE Frage D117 (1974): „Ergänzende Untersuchungen der Boden- und Schottereigenschaften unter dynamischer Last“, Optimale Anpassung des Oberbaus an den künftigen Verkehr, Report 5

⁵ ORE Frage D117 (1978): „Wirksamkeit der verschiedenen Verfahren hinsichtlich der Fehlerberichtigung“, Optimale Anpassung des Oberbaus an den künftigen Verkehr, Report 10

⁶ A. HETTLER (1987): „Schottertriaxialversuche mit statischen und zyklischen Belastungsverlauf“, ETR 36, 399 - 405

⁷ S. SHIBUYA, T. MITACHI, F. FUKUDA & T. DEGOSHI (1995): „Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay“, Geotechnical Testing

⁸ G. THIEL (1988): „Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung“, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Heft 14, Ruhr-Universität Bochum

wird durch Veröffentlichungen verschiedener Autoren belegt. Unter anderem wird dies von *Richart et al (1970)*⁹, *Fitzpatrick (1977)*¹⁰ und *Shenton (1978)*¹¹ beschrieben.

*Datta et al (1980)*¹² zeigt, dass das Spannungsniveau σ_3 nur Auswirkungen auf die plastischen Dehnungen ε_p des ersten Lastwechsels N hat für die weiteren Lastwechsel jedoch wird eine Unabhängigkeit der plastischen Dehnungen ε_p zum Belastungsniveau σ_3 festgestellt.

Bei Erhöhung der zyklisch-dynamischen Spannung σ_{zd} steigen die plastischen Dehnungen ε_p nach einer bestimmten Anzahl nichtlinear an.

Die Auswirkung der Belastungsfrequenz f auf die plastischen Dehnungen ε_p wird von verschiedenen Autoren widersprüchlich dargestellt. Wie zuvor bei den elastischen Dehnungen ε_e beschrieben wird, wird auch bei den plastischen Dehnungen ε_p teilweise von einer Frequenzunabhängigkeit, zB. von *Shenton (1978)*¹³, in einem bestimmten Frequenzbereich f ($\sim 0,1 - 30$ Hz) ausgegangen. Andere Autoren, zB. *Kempfert et al (2000)*¹⁴, ermitteln wiederum eine Abhängigkeit der plastischen Dehnungen ε_p zur Frequenz f .

Bei steigendem Porenanteil n nehmen die plastischen Dehnungen ε_p ebenfalls zu. Von *Hain (1980)*¹⁵ wird festgestellt, dass bis zu einem Spannungsverhältnis $(\sigma_1 + \sigma_{zd})/\sigma_3$ von 3 die plastischen Dehnungen ε_p mit steigendem Porenanteil n linear zunehmen, ab einem Spannungsverhältnis $(\sigma_1 + \sigma_{zd})/\sigma_3$ von 3 jedoch nehmen die plastischen Dehnungen ε_p mit steigendem Porenanteil n überproportional zu.

Eine Übersicht zu den vorhin beschriebenen Einflüssen auf die elastischen und plastischen Verformungseigenschaften von kohäsionslosen Böden bietet Tabelle 1-1.

⁹ F. E. RICHART, J. R. HALL & R. D. WOODS (1970): "Vibrations of Soils and Foundations", Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey

¹⁰ C. FITZPATRICK (1977): „Repeated loading on Standard Ottawa Sand in Triaxial Test“, Report present to Queen, University of Kingston, Canada

¹¹ M. J. SHENTON (1978): „Deformation of railway ballast under repeated loading conditions“, Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press, 405 - 425

¹² M. DATTA, G. V. RAO & S. K. GULHATI (1980): "Development of pore water pressure in a dense calcereous sand under repeated compressive stress cycles", International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea 33 - 47

¹³ M. J. SHENTON (1978): „Deformation of railway ballast under repeated loading conditions“, Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press, 405 - 425

¹⁴ H. G. KEMPFERT, A. GOTSCHOL & T. STÖCKER (2000): „Kombinierte zyklische und dynamische Elementversuche zur Beschreibung des Kurz- und Langzeitverhaltens von Schotter und granularen Böden“, Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32

¹⁵ S. J. HAIN (1980): „An application of cyclic triaxial testing to field model test“, International Symposium on Soils under cyclic and Transient Loading, Swansea, 23 -31

Parameter	Elastisches Verhalten		Plastisches Verhalten
	Kurzzeit	Langzeit	Langzeit
Lastwechselzahl N	Keine Einflussgröße	Widersprüchliche Ergebnisse: 1) kein Einfluss 2) Abnahme el. Dehnungen ϵ_e mit steigender Lastwechselzahl N	Akkumulation der plastischen Dehnungen bei Abnahme der Dehnungsinkremente
Spannungszustand σ_3	Zunahme der Anfangssteifigkeit mit steigendem σ_3	Kein Einfluss	Abnahme der bleibenden Dehnungen mit zunehmenden σ_3 und konstanten σ_{dyn}
Zyklisch-dynamische Spannung σ_{zd}	Abnahme der Anfangssteifigkeit mit zunehmenden σ_{zd}	Kein Einfluss	Nichtlineare Zunahme der Dehnungen mit steigenden σ_{zd}
Frequenz f	Widersprüchliche Ergebnisse: 1) kein Einfluss bis 30 [Hz] 2) je nach Bereich kommt es zur Zu- bzw. Abnahme	Schnellere Zunahme der Steifigkeit bei höherer Belastungsfrequenz f	Widersprüchliche Ergebnisse: 1) kein Einfluss bis 30 [Hz] 2) größere plast. Anfangsdehnung aber kleinere Dehnungsinkremente bei höheren f
Porenzahl e	Hohe Steifigkeit bei kleiner Porenzahl	Kontraktantes Verhalten unter zyklischer Belastung, bei großer Porenzahl (geringe Lagerungsdichte) ist mit einer anfänglichen Dilatanz zu rechnen	Mit zunehmender Porenzahl steigen die plastischen Dehnungen, locker gelagerte Granulate neigen eher zum Versagen als dicht gelagerte.

Tabelle 1-1: **Tabellarische Zusammenfassung der Einflussparameter auf das elastische und plastische Verhalten nichtbindiger Böden unter zyklischer oder dynamischer Beanspruchung (nach Gotschol 2002¹⁶)**

1.1.2. Untersuchungen an Geogitter

Zur Beurteilung des Langzeitverhaltens von Geogitter unter zyklisch-dynamischer Belastung werden Zugversuche durchgeführt. Über die gesamte Versuchsdurchführung wird ein statische Zuglast F_{min} Aufrecht erhalten. Zusätzlich zu dieser wird eine sinusförmige zyklisch-dynamische Zuglast F_{zd} aufgebracht (Abbildung 1-1 a).

Für Stahl wurden die ersten Untersuchungen auf zyklisch-dynamische Belastungen und der Dauerfestigkeit von Stahl von Wöhler durchgeführt. Daher werden Diagramme die die zulässige aufnehmbare Kraft mit denen zulässig aufnehmbaren Lastwechsel vergleichen auch als „Wöhler-Diagramme“ bezeichnet. Für einen Stahl zeigen sich in einem solchen Diagramm drei Bereiche. Der Bereich der Kurzzeitfestigkeit (KZF) kennzeichnet die statische Zugfestigkeit bei einem Zugversuch bis zur Bruchlast. Im Bereich der Zeitfestigkeit (ZF) kann die zyklisch-dynamische Belastung zu einem Versagen des Materials nach einer erreichten Lastwechselzahl führen, obwohl die Belastung kleiner ist als die Kurzzeitfestigkeit. Dieser Bereich kann in einem Doppellogarithmischen Diagramm mit einer Gerade

¹⁶ A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12

angenähert werden. Der dritte Bereich stellt die Dauerfestigkeit (DF) dar. Belastungen unter der Dauerfestigkeit führen zu keinem Versagen der Probe und könnten gedanklich über eine unendliche Zeitspanne aufgenommen werden (Abbildung 1-1 b).

Für Geokunststoffe ist festzustellen, dass diese keine ausgeprägte Dauerfestigkeit aufweisen und sich die Wöhlerkurve als Gerade darstellt.

Unterhalb der Wöhlerkurve zeichnet sich ein Bereich ab, bei dem der Geokunststoff noch nicht versagt, jedoch strukturelle Schäden (Haarrisse bzw. Mikrorisse) erfährt. Dieser Bereich wird durch die Schadenslinie abgegrenzt, Belastungsfälle unter dieser führen zu keinen Beeinträchtigungen am Geogitter.

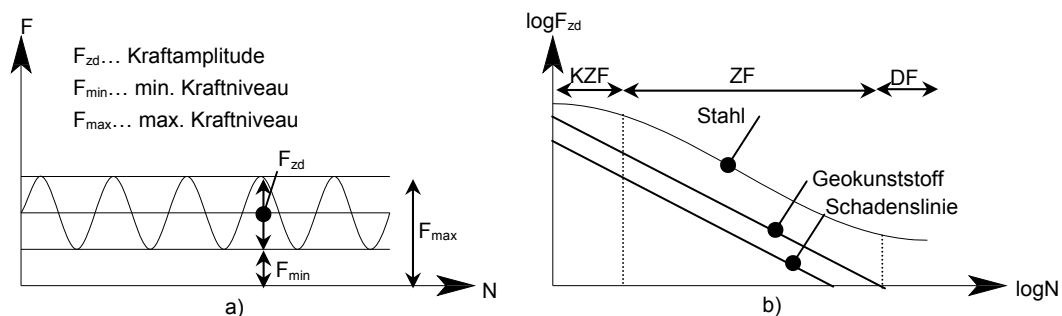


Abbildung 1-1: **Schematische Darstellung von a) dem Belastungsfall des Langzeitversuch und b) dem Wöhlerdiagramm beispielhaft für Stahl und Geokunststoff**

Zanzinger et al (2010)¹⁷ führen Ermüdungsversuche an gewobenen PET – Geokunststoffe durch und schließen aus einer Variation der Belastungsfrequenz f von 3 Hz und 10 Hz, dass bei höherer Frequenz f der Belastung eine geringere Ermüdungsfestigkeit des Geokunststoffes auftritt.

1.1.3. Untersuchungen an geogitterbewehrten Erdkörpern

Die Verformungseigenschaften von geogitterbewehrten Konstruktionen werden auf Grundlage von zwei Versuchsdurchführungen aus bestehender Literatur beschrieben. Beide Versuche stellen einen geogitterbewehrten Erdkörper unter einem zyklisch-dynamischen Fundament mittels Kleinversuchen nach.

Aus dem Versuch von Raymond (2002)¹⁸ wird erkannt, dass sich die plastischen Verformungen eines geogitterbewehrten Erdkörpers unter zyklisch-dynamischer Belastung verringern lassen. Es wird der Einfluss durch das Verbinden mehrerer Geogitterlagen miteinander untersucht, dies führt jedoch zu einer vernachlässigbaren Verringerung der plastischen Dehnungen. Für Rundkörner ergibt sich eine höhere Minderung der plastischen Dehnungen als bei gebrochenen Kantkorn. Es ist allerdings anzumerken, dass die Versuche mit einem künstlichen Material durchgeführt wurden.

¹⁷ H. ZANZINGER, H. HANGEN & D. ALEXIEW (2010): „Fatigue Behaviour of PET-Geogrid under cyclic Loading“, Geotextiles and Geomembranes Vol. 28, No. 3, 251 - 261

¹⁸ G. P. RAYMOND (2002): „Reinforced ballast behaviour subjected to repeated loading“, Geotextiles and Geomembranes Vol. 20, No. 1, 39 -61

Tafreshi und Dawson (2010)¹⁹ zeigen bei ihren Untersuchungen, dass sich die elastischen Verformungen (Gesamtverformung abzüglich plastischer Verformung) mit steigender Lastwechselzahl N abnehmen. Dies entspricht dem Verhalten von unbewehrten Böden. Sofern das modellierte Fundament nicht versagt, verringert sich die Größe der Inkremente der plastischen Verformungen mit steigender Lastwechselzahl N . Durch eine Geogitterbewehrung lassen sich die plastischen Verformungen verringern. Außerdem kann durch eine Bewehrung ein Versagen des Fundamentes, im Gegensatz zum unbewehrten Fall, verhindert werden.

1.2. Schlussfolgerungen aus der Literaturübersicht

Das Verhalten der elastischen und der plastischen Dehnungen eines trockenen und kohäsionslosen Boden ist, vor allem die Abhängigkeit zur Belastungsfrequenz f , noch nicht eindeutig geklärt.

Bei den beschriebenen Untersuchungen der Autoren über das Verhalten geogitterbewehrter Erde unter zyklisch-dynamischer Belastung werden folgende Fragestellungen nicht berücksichtigt:

- Die Geogitterlagen befinden sich nur in einer bestimmten Tiefe unter dem Fundament, das heißt eine Abhängigkeit von der Einbautiefe des Geogitters wird nicht ausgearbeitet.
- Die Frequenz wird über die gesamten Versuchsreihen konstant gehalten.
- Es handelt sich bei den Versuchen um Kleinversuche die Maßstabeffekte beinhalten, der Einfluss dieser konnte nicht geklärt werden.
- Die Dehnungen des Geogitters werden nicht aufgezeichnet.
- Die Auswirkung einer Vorspannung des Geogitters nach Lackner und Semprich (2010)²⁰ wird nicht untersucht.

Die oben angeführten Punkte sollen in den nachfolgenden Laboruntersuchungen von geogitterbewehrten Böden einfließen. Die Geogitterlagen sollen in verschiedenen Tiefen, folglich mit unterschiedlichen Überlagerungen betrachtet werden um eine Aussage über den Einfluss der Einbautiefe liefern zu können. Ebenso soll die Frequenz variiert werden. Unter anderem in dem Frequenzbereich bei dem in der Literatur widersprüchliche Interpretationen der Ergebnisse der elastischen und plastischen Dehnungen von trockenen und kohäsionslosen Böden aufgetreten sind. Die Dehnungen im Geogitter sollten über die Versuchsdurchführung aufgezeichnet werden, um die Kraftübertragung zwischen Geogitter und Boden beurteilen zu können. Weiters sollten die Auswirkungen des innovativen Konstruktionsprinzips der vorgespannten bewehrten Erde nach Lackner und Semprich (2010)²¹ auf die elastischen und plastischen Verformungen untersucht werden. Auf die Vorspannung des Geogitters

¹⁹ S. N. M. TAFRESHI & A. R. DAWSON (2010): „Behaviour of footings on reinforced sand subjected to repeated loading – Comparing use of 3D and planar geotextile“, Geotextiles and Geomembranes Vol. 28, 434 - 447

²⁰ C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

²¹ C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

und deren Auswirkung auf die Verformungseigenschaften soll in dieser Masterarbeit ein besonderes Augenmerk gelegt werden.

1.3. Zusammenfassung – Motivation

Die einführende und zusammenfassende Literaturübersicht bietet eine Auswahl über die in der Fachliteratur publizierten Versuche. Es werden die Ergebnisse der Versuche an kohäsionslosen, trockenen und unbewehrten Böden unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung dargestellt. Bei der Veranschaulichung wird zwischen elastischem und plastischem Verformungsverhalten der Böden unterschieden. Besonders bei der Frequenzabhängigkeit des Verformungsverhaltens kommen verschiedenste Autoren zu unterschiedlichen Ergebnissen.

Anschließend wird das Langzeitverhalten von Geokunststoffen unter einer zyklisch-dynamischen Zugbelastung dargestellt und erkannt, dass sich bei Geokunststoffen keine ausgeprägte Langzeitfestigkeit einstellt. Außerdem wird eine Frequenzabhängigkeit der Ermüdungsfestigkeit festgestellt.

Abschließend wird das Verformungsverhalten von geogitterbewehrter Erde unter zyklisch-dynamischer Belastung, unter zugrunde Legung zweier Modellversuche, beschrieben. Es zeigt sich, dass sich die plastischen Verformungseigenschaften mit Hilfe einer Geogitterbewehrung verbessern lassen und unter Umständen ein Versagen des modellierten Fundamentes im Modellversuch verhindert werden kann.

Grundsätzlich zeigt sich, dass das Verformungsverhalten von geogitterbewehrten Böden weiteren Untersuchungen vollzogen werden sollte. Dabei wird in dieser Masterarbeit vor Allem auf folgende drei Punkte ein besonderes Augenmerk gelegt.

- Untersuchung vom Lastverformungsverhalten an geogitterbewehrter Erde, d.h. das Verhalten von Geogitter im Bodenkontakt soll untersucht werden
- Das Last-Verformungsverhalten soll nicht nur unter statischen Lasten beurteilt, sondern insbesondere der Einfluss von dynamischen Lastkomponenten untersucht und interpretiert werden
- Das System der vorgespannten bewehrten Erde nach *Lackner und Semprich (2010)*²² soll untersucht werden. Bei diesem neuen Konstruktionsprinzip wird beim Einbau des Geogitters eine Vorspannkraft auf dieses aufgebracht. Hier soll der Einfluss dieser Vorspannkraft auf das Last-Verformungsverhalten von geogitterbewehrter Erde beurteilt werden.

²² C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

2. VERSUCHSBESCHREIBUNG

Bei Laboruntersuchungen kann im Allgemeinen zwischen zwei Versuchsgruppen unterschieden werden. Bei labortechnischen Untersuchungen können zum einen sogenannte Element-Versuche und zum anderen Modellversuche zur Anwendung kommen. In weiterer Folge werden die Eigenschaften die den angewandten Element-Versuches kennzeichnen beschrieben und ein Versuchskonzept vorgestellt werden, welches sich mit dem im Kapitel 3 beschriebenen Versuchsaufbau durchführen lässt. Weiters wird der Versuchsaufbau und das durchgeführte Versuchsprogramm der jeweiligen Versuchsreihe erläutert.

Bei dem Element-Versuch wird das zu untersuchende Bodenpaket im Originalzustand eingebaut. Dies bedeutet, dass der initiale Spannungszustand welcher real in einer Tiefe z_i in einem eingebauten Bodenpaket herrscht, hergestellt wird. Für einen normal konsolidierten Boden führt dies zu einem Spannungszustand von σ_1 und σ_3 , wobei die vertikale und die horizontale Initialspannung σ_1 und σ_3 mit dem Erdruchdruckbeiwert k_0 gekoppelt sind. Diese Initialspannungen werden auf das Bodenpaket aufgebracht um dieses anschließend mit dem gewünschten Spannungspfad zu belasten. Diese Art der Untersuchung wird in der Bodenmechanik unter anderem beim Triaxialversuch zur Bestimmung der bodenmechanischen Parameter benutzt.

2.1. Versuchskonzept

Für ein geogitterbewehrtes Bodenpaket unter zyklisch-dynamischer Belastung stellt sich das Element wie in Abbildung 2-1, für ein Gitter in der Tiefe z_2 eingebracht, dar. Wobei der initiale Spannungszustand mit der statischen Spannung σ_{stat} hergestellt wird. In Abhängigkeit der gedanklichen Entnahme des Bodenpaketes, in einer Tiefe von z_i muss die statische Belastung σ_{stat} zur Herstellung des initialen Spannungszustandes dementsprechend adaptiert werden. Das Bodenpaket respektive das sich darin situierte Geogitter kann so fiktiv in verschiedenen Tiefen eingebaut werden und somit die Auswirkungen der Einbautiefen auf das Kraft-Setzungsverhalten des Bodens hergeleitet werden. Eine der vertikalen Wände, die das Bodenpaket während des Versuches begrenzen, ist horizontal beweglich. Damit lassen sich Belastungen, die vom k_0 Spannungspfad abweichen, aufbringen. Die Verschiebung und im Weiteren der Spannungszustand, lassen sich durch die Steifigkeit der seitlichen Stützung der horizontal beweglichen Wand einstellen. Dieser skizzierte Element-Versuch (Abbildung 2-1) kann als idealisiertes Element einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion erachtet werden. Wie vorhin beschrieben lässt sich mit Hilfe der statischen Belastung σ_{stat} das Element vertikal (z – Richtung) verschieben. Jedoch durch die Variierung der Steifigkeit der seitlichen Stützung k lässt sich das Bodenpaket in seiner horizontalen Lage (x – Richtung) verschieben. Somit kann eine genaue Lage des Bodenelementes im zweidimensionalen Raum durch die Steifigkeit der seitlichen Stützung k und die statische Belastung σ_{stat} definiert werden (Abbildung 2-1 und Tabelle 2-1).

Bodenpaket	Steifigkeit der seittl. Stützung k / hor. Position x	Statische Belastung σ_{stat} / vert. Position z
1	k_1 / x_1	$\sigma_{stat,1} / Z_1$
2	k_1 / x_1	$\sigma_{stat,2} / Z_2$
3	k_1 / x_1	$\sigma_{stat,3} / Z_3$
4	k_2 / x_2	$\sigma_{stat,1} / Z_1$
5	k_2 / x_2	$\sigma_{stat,2} / Z_2$
6	k_2 / x_2	$\sigma_{stat,3} / Z_3$

Tabelle 2-1: Beschreibung der Lage des Bodenpaketes im Element-Versuch

Weiters muss die Steifigkeit der seitlichen Stützung k auf die Steifigkeit des zu modellierenden Frontelementes der Stützkonstruktion abgestimmt werden. Folglich kann mit diesem Versuch die Einwirkung der Frontelemente auf die vertikale Verschiebung ermittelt werden.

Dieses Bodenpaket wird nach dem Herstellen des Initialspannungszustandes mit der zyklisch-dynamischen Last σ_{zd} belastet. Somit sollte das, im Versuch, eingebaute Bodenpaket dieselben Belastungen erhalten wie ein in der jeweiligen Position (x_i und z_j) befindliches Bodenpaket in der Realität. Infolgedessen können die Ergebnisse die aus einem Elementtest erzielt werden direkt in die Realität übertragen werden.

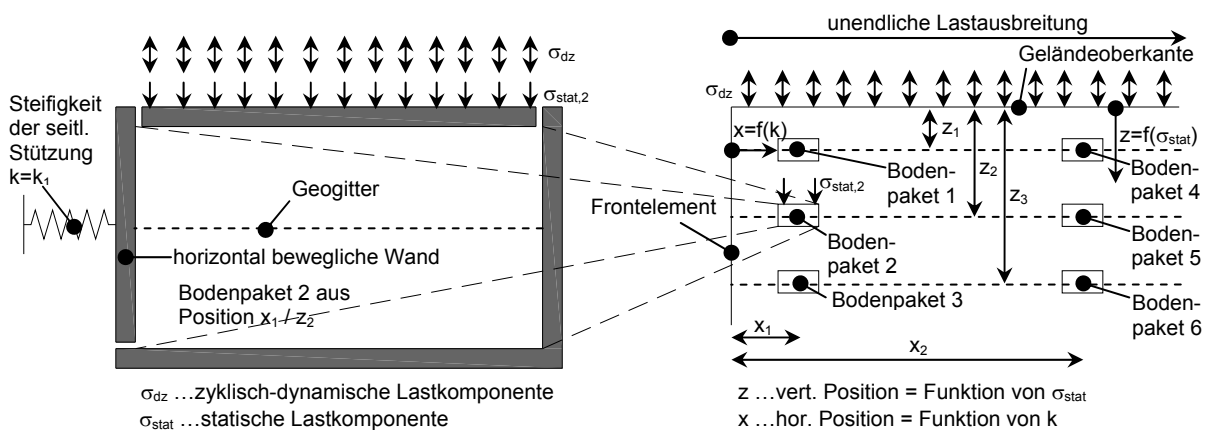


Abbildung 2-1: Elementtest für eine geogitterbewehrte zyklisch-dynamisch belastete Stützkonstruktion

Für die allgemeinen Untersuchungen des Last-Setzungsverhaltens von geogitterbewehrten Böden können die beschriebenen Elementtests verwendet werden, da bei diesen eine direkte Übertragung in die Realität, ohne Maßstabeffekte berücksichtigen zu müssen, vorgenommen werden kann.

2.2. Versuchsbeschreibung mittels Variablen

Um den Versuch beschreiben zu können müssen die Variablen ermittelt werden, die zur eindeutigen Beschreibung des Versuches benötigt werden. Diese Variablen können in zwei Kategorien eingeteilt werden. Zum einen in Eingangsgrößen und zum anderen in Messgrößen. Als Eingangsgrößen werden

Variablen bezeichnet deren Quantität gegeben ist und über die Versuchsdauer konstant oder andernfalls der Verlauf über die Versuchsdauer bekannt ist. Diese Eingangsgrößen werden somit auf das System aufgebracht und das Verhalten bzw. die Reaktion des Systems auf diese Eingangsgrößen wird aufgenommen und durch diese aufgenommenen Messgrößen definiert. Aus den Eingangs- und Messgrößen können weitere Größen abgeleitet werden, die im Weiteren als „Hergeleitete Größen“ bezeichnet werden.

2.2.1. Eingangsgrößen

Das Bodenpaket des Element-Versuches lässt sich wie in Abbildung 2-2 darstellen. Daraus ergeben sich die wichtigsten geometrischen Eingangsgrößen, die das Bodenpaket definieren. Weiters wird das Geogitter durch die Maschenweite $a_{x,y}$ und der Boden durch einen charakteristischen Durchmesser d_{50} (= Durchmesser bei 50 Masse% Durchgang bei Sieblinie) geometrisch definiert.

Die Belastung stellt neben den geometrischen Größen eine weitere Eingangsgröße dar. Diese lässt sich in einen statischen Anteil σ_{stat} und einen zyklisch-dynamischen Anteil σ_{zd} zerlegen, welcher weiters durch die Belastungsfrequenz f definiert ist. Die Ermittlung der Größe der Belastungen wird in Kapitel 2.3.1 erläutert.

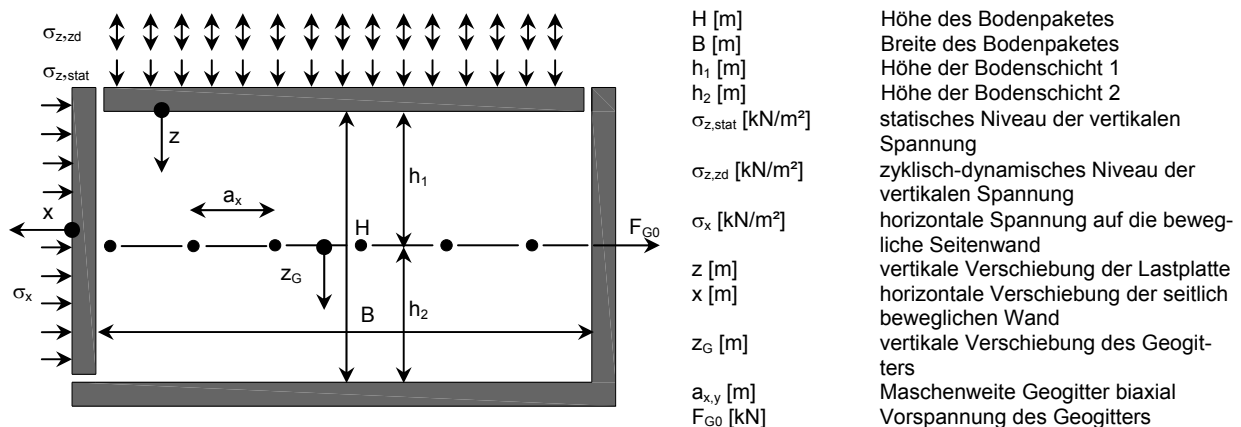


Abbildung 2-2: Eingangsgrößen

Sofern das Geogitter für die Versuchsdurchführung vorgespannt wird ist diese Vorspannung F_{G0} ebenso ein bekannter Eingangswert. Eine Zusammenfassung der Eingangswerte bietet Tabelle 2-2.

Kürzel	Einheit	Beschreibung
L, B, und H	[m]	Länge Breite und Höhe des Bodenpaketes
A	[m ²]	Querschnitt Bodenpaket
h ₁ und h ₂	[m]	Höhe Bodenschicht 1 und Höhe Bodenschicht 2
a	[m]	Maschenweite des Geogitters
D ₅₀	[m]	Charakteristischer Korndurchmesser zur Beschreibung der Sieblinie des Bodens
F _{z,stat}	[kN]	Statisches Niveau der vertikalen Kraft
F _{z,zd}	[kN]	Zyklisch-dynamisches Niveau der vertikalen Kraft
F _{G0}	[kN/m]	Vorspannkraft Geogitter

Tabelle 2-2: **Eingangsgrößen**

2.2.2. Messgrößen

Um das Verhalten des Systems eindeutig beschreiben zu können reichen demnach die Eingangsgrößen nicht aus. Es müssen zusätzlich zu den Eingangsgrößen die Reaktion des Systems auf die angebrachten Eingangsgrößen aufgenommen bzw. gemessen werden. Diese Messgrößen beinhalten wiederum geometrische Größen als auch Belastungen. Als geometrische Größen werden zum einen die vertikale Verschiebung z der Lastplatte und zum anderen die horizontale Verschiebung x der seitlich beweglichen Wand aufgenommen. Diese Verschiebungen werden vom vertikalen Hydraulikzylinder bzw. vom horizontalen Pneumatikzylinder, die ebenfalls für die Lastaufbringung verantwortlich sind, erfasst und aufgezeichnet. Zur Kontrolle können die Verschiebungen mittels induktiven Wegaufnehmern, oder mittels Lasertechnik, gemessen werden.

Die vertikale Verschiebung z_G und die horizontale Verschiebung x_G des Geogitters aus der ursprünglichen Lage wird ebenso aufgenommen. Dies wird durch das Auswerten der „Time-Dependent Digital Particle Imaging Velocimetry“ (kurz: PIV) Methode realisiert.

Die Dehnung des Geogitters ε_{Gi} können auf Grund, der mit Hilfe der PIV Methode ermittelten Ursprungsverschiebung rückgerechnet werden.

Die Horizontalkraft F_h , die sich durch die seitliche Stützung der beweglichen Wand ergibt, wird mit Hilfe des horizontalen Pneumatikzylinders aufgebracht und automatisiert aufgezeichnet.

Für eine genaue Dokumentation über die Messeinrichtungen, deren Spezifikationen und Anbringung auf das System wird auf das Kapitel 3 verwiesen. Die Methode der „Time Dependent Digital Particle Imaging Velocimetry“ wird in Kapitel 3.5 erläutert und die Ergebnisse der Auswertung dieser Methode bei den Interpretationen im Kapitel 7 angeführt.

Eine Übersicht über die Messgrößen und den dazugehörigen Messvorrichtungen für den Element-Versuch bietet Tabelle 2-3.

Kürzel	Einheit	Beschreibung	Messinstrument
z	[m]	Vertikale Verschiebung der Lastplatte	Hydraulikzylinder, ev. induktiver Wegaufnehmer
x	[m]	Horizontale Verschiebung der beweglichen Wand	Distanzmessung mittels Laser
d _w	[m]	Durchbiegung der Wände	ev. Distanzmessung mittels Laser
d _s	[m]	Durchbiegung des Sichtfensters	ev. Distanzmessung mittels Laser
F _h	[kN]	Horizontalkraft auf seitliche Wand	Hydraulikzylinder
z _G	[m]	Verschiebung des Geogitters	PIV-Methode
ε _{Gi}	[-]	Dehnung des Geogitters im Punkt i	PIV-Methode

Tabelle 2-3: Messgrößen

2.2.3. Hergeleitete Größen

Das Verhalten des Systems lässt sich mit den beschriebenen Eingangs- und Messgrößen bereits definieren. Der Nachvollziehbarkeit von Diagrammen dient es jedoch meist aus den Eingangs- und Messgrößen andere Größen abzuleiten. Die Ermittlung dieser hergeleiteten Größen wird in weiterer Folge erläutert.

Während der Versuchsdurchführung werden zwar Kräfte auf das Bodenpaket aufgebracht und gemessen, anschaulicher ist es jedoch diese in Spannungen umzurechnen. Die vertikale Spannung σ_v ergibt sich aus der aufgebrachten Kraft und der Querschnittsfläche A_{xy} des Bodenpaketes, bei der die horizontale Verschiebung x der seitlich beweglichen Wand berücksichtigt wird (2.1).

$$\sigma_v = \frac{F_v}{A_{xy}} = \frac{F_v}{(B - x) \cdot L} \quad (2.1)$$

Die horizontale Spannung σ_h auf das Bodenpaket ergibt sich aus der horizontalen Kraft F_h und der Querschnittsfläche A_{yz} unter Berücksichtigung der vertikalen Setzung z der Lastplatte (2.2). Weiters können, sofern die Reibung zwischen Stahlwandung und Boden vernachlässigt werden kann, bei einem Element-Versuch die Spannungen im Bodenpaket selbst als konstant angenommen werden, da das Eigengewicht des Bodenpaketes unter der Berücksichtigung der Höhe von 0,30 [m] als vernachlässigbar klein angesehen werden kann.

$$\sigma_h = \frac{F_h}{A_{yz}} = \frac{F_h}{(H - z) \cdot L} \quad (2.2)$$

Die vertikale Dehnung ε_v und die horizontale Dehnung ε_h des Bodenpaketes können, da es sich um einen Element-Versuch handelt, direkt aus der vertikalen Verschiebung z und der horizontalen Verschiebung x ermittelt werden (2.3).

$$\varepsilon_v = \frac{z}{H}; \quad \varepsilon_h = \frac{x}{B} \quad (2.3)$$

Aus der gemessenen bzw. errechneten Dehnung ε_{Gi} im Geogitter lässt sich die Kraft im Geogitter an diesem bestimmten Punkt mit Hilfe der Dehnsteifigkeit des Geogitters EA_G bestimmen (2.4).

$$F_{Gi} = \varepsilon_{Gi} \cdot E \cdot A_G \quad (2.4)$$

Die Porenzahl e lässt sich mit den aufgenommenen Verschiebungen der vertikalen Lastplatte z , der horizontalen Verschiebung der beweglichen Wand x und der Masse m_d des eingefüllten Bodenmaterials zu jedem Zeitpunkt der Versuchsdurchführung ermitteln (2.5). Es ist anzumerken, dass der gemessene Wassergehalt w des Sandes, welcher nach Kapitel 4.1.2 0,23% beträgt, vernachlässigt und der Boden als trocken erachtet wird. Aufgrund dieser Annahme kann die Trockendichte ρ_d des Bodens direkt aus der eingewogenen Masse m_d ermittelt werden.

$$e(x, z) = \frac{\rho_d}{\rho_s} = \frac{m_d}{\rho_s \cdot V(x, z)}; \quad \text{mit } V(x, z) = (H \pm z) \cdot (L \pm x) \cdot B \quad (2.5)$$

Eine Übersicht über die hergeleiteten Größen und der dazugehörigen Berechnungsweise bietet Tabelle 2-4.

Kürzel	Einheit	Beschreibung	Formel
σ_z	[kN/m ²]	Vertikale Spannung	(2.1)
σ_x	[kN/m ²]	Horizontale Spannung	(2.2)
ε_z	[-]	Vertikale Dehnung des Bodenpaketes	(2.3)
ε_x	[-]	Horizontale Dehnung des Bodenpaketes	(2.3)
F_{Gi}	[kN]	Kraft des Geogitters am Punkt i	(2.4)
e	[-]	Porenzahl	(2.5)

Tabelle 2-4: **Hergeleitete Größen**

2.3. Versuchsprogramm

Unter dem Versuchsprogramm werden die Änderungen der in Kapitel 2.2 beschriebenen Eingangsgrößen verstanden. Jedoch werden einige Eingangsgrößen nicht verändert. Das Bodenpaket bleibt mit seinem geometrischen Größen, der Länge L und der Breite B , für alle Versuchsdurchführungen ident.

Verändert werden hingegen die Belastung, die Vorspannkraft des Geogitters inklusive verschiedener Einbauarten desselbigen, die Steifigkeit der seitlichen Stützung der horizontal beweglichen Wand und

gegebenenfalls die Höhe H . Im Weiteren werden die Grenzen der zu untersuchenden Bereiche der Eingangsgrößen beschrieben und aufgezeigt.

2.3.1. Belastung

Die Belastung wird durch die folgenden drei Parameter beschrieben:

- statisches Niveau der Belastung σ_{stat}
- zyklisch-dynamisches Niveau der Belastung σ_{zd} (doppelte Lastamplitude)
- Belastungsfrequenz f

Abbildung 2-3 a) zeigt die Beschreibung einer harmonischen Belastung durch das statische und zyklisch-dynamische Niveau der Belastung und der Belastungsfrequenz f . Weiters zeigt Abbildung 2-3 b-d) die Auswirkungen der Änderungen jeweils eines dieser drei vorhin genannten Parameter auf die Gestalt des Belastungsverlaufes $\sigma(t)$ über den Zeitbereich t .

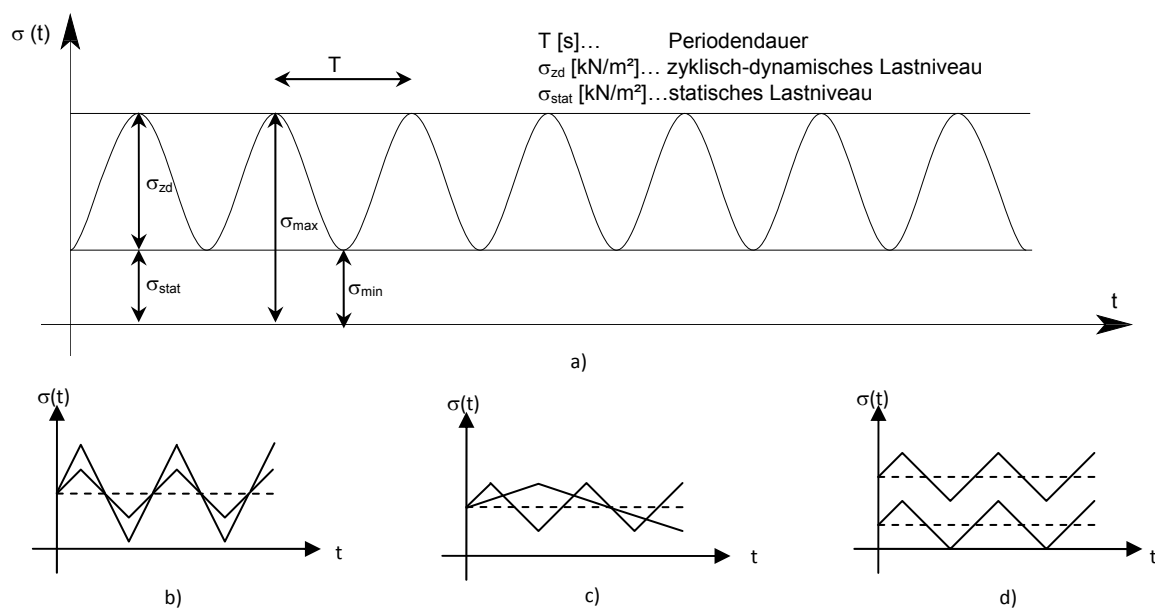


Abbildung 2-3: a) Definition einer harmonischen Belastung über den Zeitbereich, b) Änderung des zyklisch-dynamischen Niveaus σ_{zd} der Belastung, c) Änderung der Belastungsfrequenz f und d) Änderung des statischen Niveaus σ_{stat} der Belastung

2.3.1.1. Statisches Niveau der Belastung σ_{stat}

Das in Abbildung 2-1 dargestellte Bodenpaket soll bis auf eine Tiefe z von etwa 10 [m] unter Geländeoberkante untersucht werden können. Wie zuvor erläutert, wird die Überdeckung im Element-Test durch die statische Belastung σ_{stat} modelliert. Um ein Bodenpaket in einer Tiefe z von 10 [m] zu simulieren, muss sich die statische Belastung σ_{stat} , unter der Annahme von einer Korndichte ρ_s von 2,7 [g/cm³] und einer Porenzahl n von 0,3 [-], zu 189 [kN/m²] ergeben (2.6).

$$\gamma_d = (1 - n) \cdot \rho_s \cdot g \rightarrow \sigma_{stat} = z \cdot \gamma_d = 189 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (2.6)$$

Es wird nochmals darauf hingewiesen, dass ausschließlich auf trockene kohäsionslose Böden eingegangen wird, infolgedessen ist die Berechnung der statischen Belastung mit der Trockenwichte γ_d zulässig.

Dies bedeutet, dass ein Bereich des statischen Niveaus der Belastung σ_{stat} von 0 [kN/m²] an der Oberfläche bis etwa 190 [kN/m²] in 10 [m] Tiefe untersucht werden kann.

2.3.1.2. Zyklisch-dynamisches Niveau der Belastung σ_{zd}

Ist die zyklisch-dynamische Belastung σ_{zd} , welche an der Geländeoberfläche angreift, unendlich ausgedehnt, so wirkt auf das Bodenelement in der Tiefe z ebenfalls diese zyklisch-dynamische Belastung σ_{zd} .

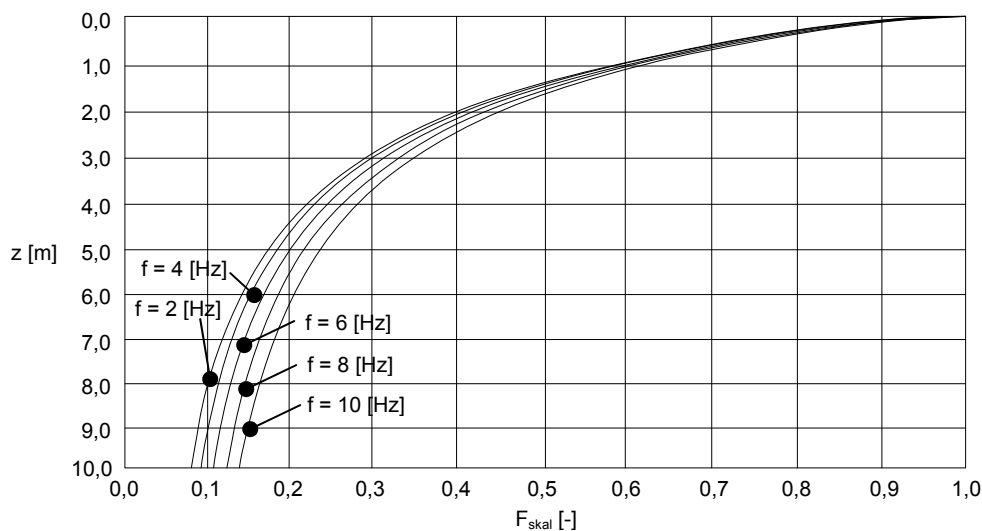


Abbildung 2-4: Tiefenwirkung mit Frequenzvariation für Rechteckeinflussfläche (3x1 [m]) und $\sigma = 52$ [kN/m²] bei $E_{s,k} = 100$ [MN/m²] nach EBGEO (2010)²³

Um eine seitlich begrenzte zyklisch-dynamische Belastung in einer Tiefe z unter der Geländeoberkante abbilden zu können muss deren Verlauf über Tiefe z bekannt sein. Die Einflusstiefe von statischen Beanspruchungen wird näherungsweise in der Tiefe begrenzt, bei der die Spannungen aus der Belastung 20 [%] der Überlagerungsspannung (initialer Spannungszustand) unterschreiten. Für dynamische Spannungen kann es zu einer Vergrößerung dieser Wirkungstiefe kommen. Nach Herold und Tamaskovic (2004)²⁴ können die Spannungen in einer Tiefe z unter der einwirkenden, seitlich begrenzten, zyklisch-dynamischen Belastung ermittelt werden. Beispielhaft sind die Verläufe der Spannungen über die Tiefe z mit verschiedenen Belastungsfrequenzen f für ein Rechteckfundament mit der Länge

²³ EBGEO (2010): "Berechnung und Dimensionierung von Erdbaukörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Arbeitskreis 5.2

²⁴ A. HEROLD & N. TAMASKOVIC (2004): „Bestimmung von dynamischen Spannungen in Kunststoff-bewehrte-Erde-Konstruktionen unter Zuhilfenahme von Kegelmodellen“, Bautechnik 09

von 3 [m] und einer Breite von 1 [m] in Abbildung 2-4 dargestellt. Wobei sich F_{skal} als Verhältnis zwischen der wirkenden Spannung in der Tiefe z und der angreifenden Spannung an der Geländeoberkante ergibt und als Amplitudenfaktor bezeichnet wird.

Gotschol (2002)²⁵ entwickelte auf Grundlage mehrerer Messungen aus vorhandener Literatur ein Nomogramm zur Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung in einer Tiefe z unter einer Schwelle bei einer Zugüberfahrt (Abbildung 2-5). Die Vorgehensweise lässt sich wie folgt auflisten. Zuerst wird eine Geschwindigkeit des Zuges V_{Zug} [m/s] angenommen und diese wird im Nomogramm mit Hilfe einer vertikalen Linie mit der Geschwindigkeits-Spannungslinie geschnitten (Pfad a) Anschließend wird dieser Schnittpunkt durch eine horizontale Linie mit der gewünschte Tiefenkurve geschnitten (Pfad b), daraus ergibt sich die wirkende zyklisch-dynamische Spannung in einer Tiefe z unter der UK Schwelle (Pfad c). Ebenso kann durch das Nomogramm die Spannung direkt unter der Schwelle ausgelesen werden (Pfad d).

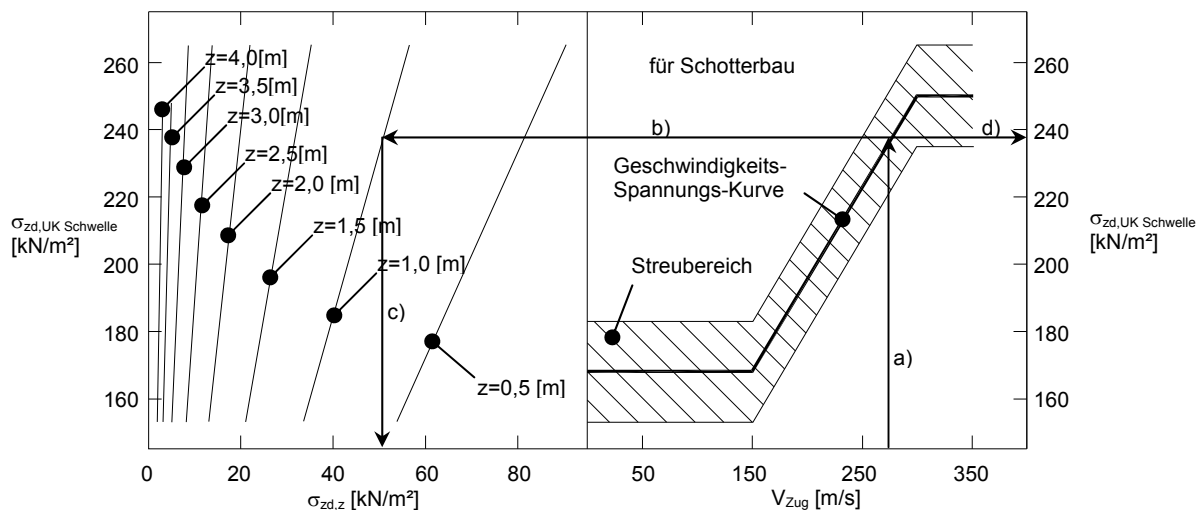


Abbildung 2-5: **Entwickeltes Nomogramm zur Ermittlung der zyklisch-dynamischen Spannung im Unterbau und Untergrund von Schienenverkehrswegen im Schotterbau bei Achslasten von 200 [kN] (Gotschol 2002)²⁶**

Die Berechnungen nach Herold und Tamaskovic (2004)²⁷ zeigen, unter Zugrundelegung des Kegelmodells, eine gute Übereinstimmung mit dem von Gotschol (2002)²⁸ entwickelten Nomogramm aus diversen Messungen. Aus diesem Grund wird mithilfe des Nomogrammes die Höhe der statischen und zyklisch-dynamischen Belastung in drei verschiedenen Tiefen unter einer Schwelle ermittelt. Mit einer angenommenen Zugüberfahrtsgeschwindigkeit von 250 [km/h] ergeben sich die in Tabelle 2-5 zusammengefassten Belastungskombinationen in den entsprechenden Tiefen unter der Schwellenunterkante.

²⁵ A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12

²⁶ A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12

²⁷ A. HEROLD & N. TAMASKOVIC (2004): „Bestimmung von dynamischen Spannungen in Kunststoff-bewehrte-Erde-Konstruktionen unter Zuhilfenahme von Kegelmodellen“, Bautechnik 09

²⁸ A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12

Lastkombination	Tiefe unter Schwelle t [m]	Statisches Spannung σ_{stat} [kN/m ²]	Zyklisch-dynamische Spannung σ_{zd} [kN/m ²]
1	2,50	47,50	12,50
2	1,50	27,00	25,00
3	0,50	9,50	82,00
4	-	54,40	96,00

Tabelle 2-5: Zusammenfassung Belastungskombination

Die ersten drei Belastungskombinationen stellen die Beanspruchungen eines Bodenteiles unter einer entsprechenden Tiefe t unter einer Schwelle dar. Die vierte Belastungskombination ist eine fiktive Belastungskombination, mit der die Variation der seitlichen Stützkraft durchgeführt wird.

2.3.1.3. Gesamtbelastung $\sigma_{stat} + \sigma_{zd}$

Um die seitliche Stützung der horizontal beweglichen Wand der Versuchsbox zu bemessen, müssen die maximal aufgebrauchten vertikalen Spannungen auf das Bodenpaket abgeschätzt werden und aus diesen die auf die Wand wirkenden horizontalen Spannungen ermittelt werden.

Die maximale statische vertikale Beanspruchung ergibt sich wie zuvor erwähnt aus der gewünschten Überdeckung (maximal 10 m) und wird mit (2.4) zu 189 [kN/m²] abgeschätzt. Für den zu untersuchenden Boden wird vorerst ein breites Spektrum des Reibungswinkels zwischen 27 und 35 [°] angenommen, mit welchem sich der Erdruehdruckbeiwert K_0 nach *Jaky (1948)*²⁹ zwischen 0,42 und 0,55 [-]. Daraus ergibt sich ein horizontaler Druck auf die horizontal bewegliche Wand von maximal 104 [kN/m²] (2.7).

$$\sigma_{h,stat} = K_0 \cdot \sigma_{v,stat} = 189 \cdot 0,55 \approx 104 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (2.7)$$

Es ist anzumerken, dass bei der Versuchsdurchführung zur Herstellung des initialen Spannungszustandes die horizontale Verschiebung der Wand gesperrt wird und sich somit die horizontale Spannung mit dem Erdruehdruckbeiwert K_0 errechnen lässt.

Betrachtet man eine Zugüberfahrt mit einer Geschwindigkeit von 250 [km/h] ergibt sich eine maximale zyklisch-dynamische, vertikale Spannung direkt unter der Schwelle vom etwa 220 [kN/m²]. Mittels Umrechnung mit einem Erdruehdruckbeiwert K_0 von 0,55 [-] lässt sich eine horizontale zyklisch-dynamische Spannung von 121 [kN/m²] ermitteln (2.8).

$$\sigma_{h,zd} = K_0 \cdot \sigma_{v,zd} = 220 \cdot 0,55 \approx 121 \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (2.8)$$

²⁹ J. JAKY (1948): "Minimum value of earth pressure", Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam

Es ist anzumerken, dass bei der Versuchsdurchführung beim Zeitpunkt des Aufbringens der zyklisch-dynamischen Last zwar eine Verschiebung der Wand möglich ist, aber zur Abschätzung der maximal wirkenden horizontalen Spannung auf die Wandung wird konservativ der Erdruhedruckbeiwert K_0 herangezogen.

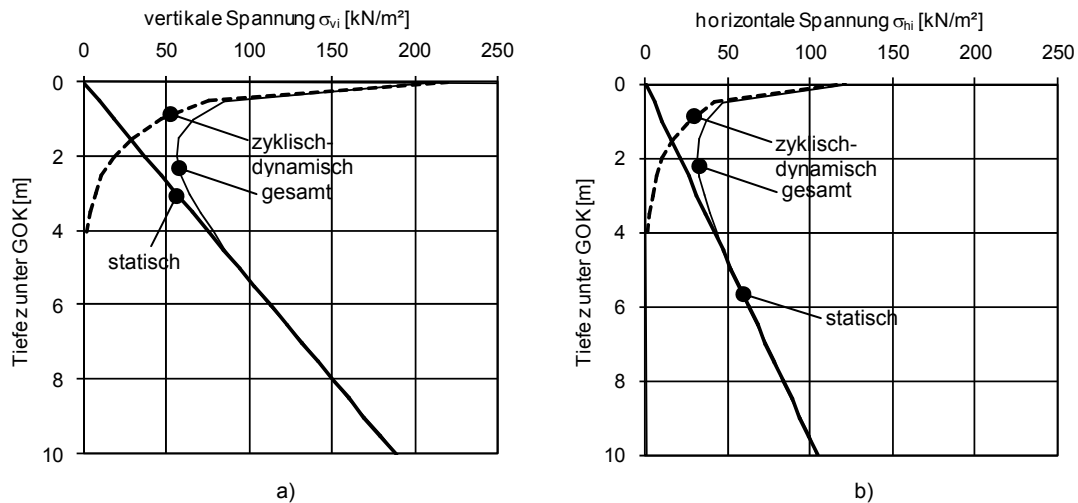


Abbildung 2-6: Verlauf der a) vertikalen und b) horizontalen Spannungen (statisch, zyklisch-dynamisch und gesamt)

Somit ergeben sich in einer Tiefe von 10 [m] unter der Geländeoberkante kleine zyklisch-dynamische Spannungsanteile, welche zu vernachlässigen sind. Die horizontal wirkende Spannung beträgt etwa 104 kN/m^2 (Abbildung 2-6 a).

Direkt unter der Schwelle ergeben sich maximale horizontale zyklisch-dynamische Spannungen von 121 kN/m^2 bei einer Überfahrtsgeschwindigkeit V_{Zug} des Zuges von 250 km/h . Die seitliche Stützung wird auf diese Spannung bemessen. Die seitliche Wand besitzt eine Fläche von 0,075 m^2 woraus sich die seitliche Stützung zu 9,0 kN ergibt (Abbildung 2-6 b).

Die seitlich bewegliche Wand wird mit einem pneumatischen Zylinder gestützt, durch welchen sich eine maximale Stützkraft von 7,5 kN aufbringen lässt. Für die meisten Lastkombinationen genügt diese Stützkraft. Soll jedoch die zyklisch-dynamische Belastung direkt unter einer Schwelle untersucht werden, kann durch Minimierung der Höhe des untersuchten Bodenpaketes, die Fläche und somit die erforderliche seitliche Stützkraft in der Art vermindert werden, sodass eine Stützkraft von 7,5 kN ausreichend ist.

2.3.1.4. Belastungsfrequenz f

Der zeitliche Verlauf der Druckspannungen in einer bestimmten Tiefe unter der Schwelle ist beispielhaft aus der Abbildung 2-7 zu entnehmen. Es ist in Abbildung 2-7 a) zu sehen, dass bei einem Schotteroberbau die einzelnen Achsen der Züge in dem zeitlichen Verlauf der Druckspannungen als peak-Werte erkennbar sind. Je tiefer das Betrachtungsniveau unter der Schwelle wird desto verschmierter zeigt sich der Signalverlauf und die einzelnen Achsen der Züge können nicht mehr erkannt werden. Dies zeigt sich auch in der Abbildung 2-7 b), bei der der zeitliche Verlauf der Druckspannungen für

eine feste Fahrbahn abgebildet ist. Es ist zu sehen, dass die einzelnen Achsen nicht mehr erkannt werden können und die peak-Werte des Signals die Achsgruppen darstellen. Dies ist auf die verbesserten lastverteilenden Eigenschaften der festen Fahrbahn zurückzuführen.

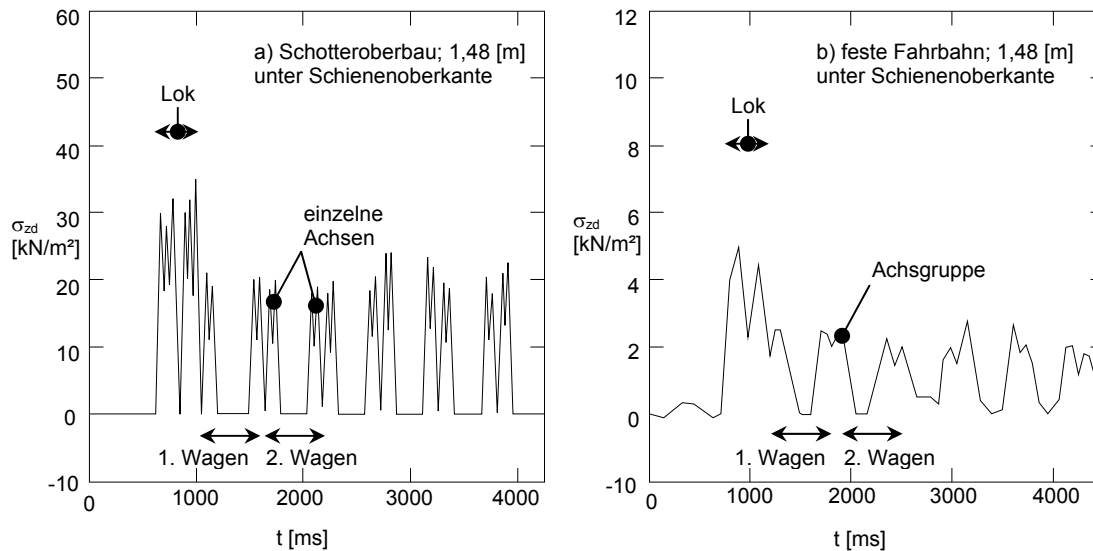


Abbildung 2-7: zeitlicher Verlauf der zyklisch-dynamischen Druckspannung in einer Tiefe von 1,48 [m] unter der Schienenoberkante für a) einen Schotteroberbau und b) eine feste Fahrbahn (Gotschol 2002)³⁰

Neben der Amplitude der zyklisch-dynamischen Spannungen σ_{zd} im Boden ist die Frequenz f des Belastungssignals ein wesentlicher Belastungsparameter. Die Frequenzen können rechnerisch für eine Zugüberfahrt mit einer bestimmten Geschwindigkeit und einem Achsabstand der Radsatz- und Drehgestelle abgeschätzt werden. In Tabelle 2-6 sind beispielhaft die Ergebnisse für einen ICE – Zug mit einer Fahrgeschwindigkeit V_{zug} von 300 [km/h] zu entnehmen.

Betrachteter Zugbereich	Achsabstand [m]	Frequenz [Hz]	Drehgestellabstand [m]	Frequenz [Hz]
Triebkopf	3,00	27,80	11,46	7,27
Triebkopf/Wagen	5,02	16,59	7,82	10,65
Wagen	2,80	29,75	17,00	4,90
Wagen/Wagen	14,20	5,87	7,34	11,35

Tabelle 2-6: errechnete Frequenzen eines ICE – Zuges mit einer Fahrgeschwindigkeit V_{zug} von 300 [km/h] (Gotschol 2002)³¹

Die Frequenzen können jedoch auch unter Zugrundelegung von gemessenen Signalen ermittelt werden. Die Auswertung der Frequenzen von Signalen ist im Zeitbereich umständlich. Aus diesem Grund können diese Signale mit Hilfe der Fouriertransformation vom Zeitbereich in den Frequenzbereich übertragen werden. Im Frequenzbereich können die maßgebend vorherrschenden Frequenzen des

³⁰ A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12

³¹ A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12

Signals erkannt werden. Von durchgeführten Fouriertransformationen aus bestehender Literatur lässt sich erkennen, dass sich die maßgebenden Frequenzen zwischen 2 und 35 [Hz] befinden.

Zusammenfassend lässt sich schließen, dass bei Element-Test und Modellversuchen für die Untersuchungen am Unterbau und Untergrund eine harmonische Anregungsfrequenz f , in Abhängigkeit der Zuggeschwindigkeit V_{Zug} , bis 10 [Hz] und für Untersuchungen am Gleisschotter, also direkt unter der Schwelle, eine Anregungsfrequenz f von 25 [Hz] empfohlen wird. Infolgedessen wird bei der Versuchsdurchführung der Frequenzbereich bis 10 [Hz] abgedeckt. Es werden Versuche mit 5 und 10 [Hz] durchgeführt. Wobei das Hauptaugenmerk auf Versuche mit einer Frequenz von 5 [Hz] gelegt wird.

2.3.2. Einbau und Vorspannkraft des Geogitters

Bei der Versuchsdurchführung werden der unbewehrte Zustand und drei weitere Einbauarten des Geogitters unterschieden. Abbildung 2-8 bietet eine Übersicht der Einbauarten des Geogitters.

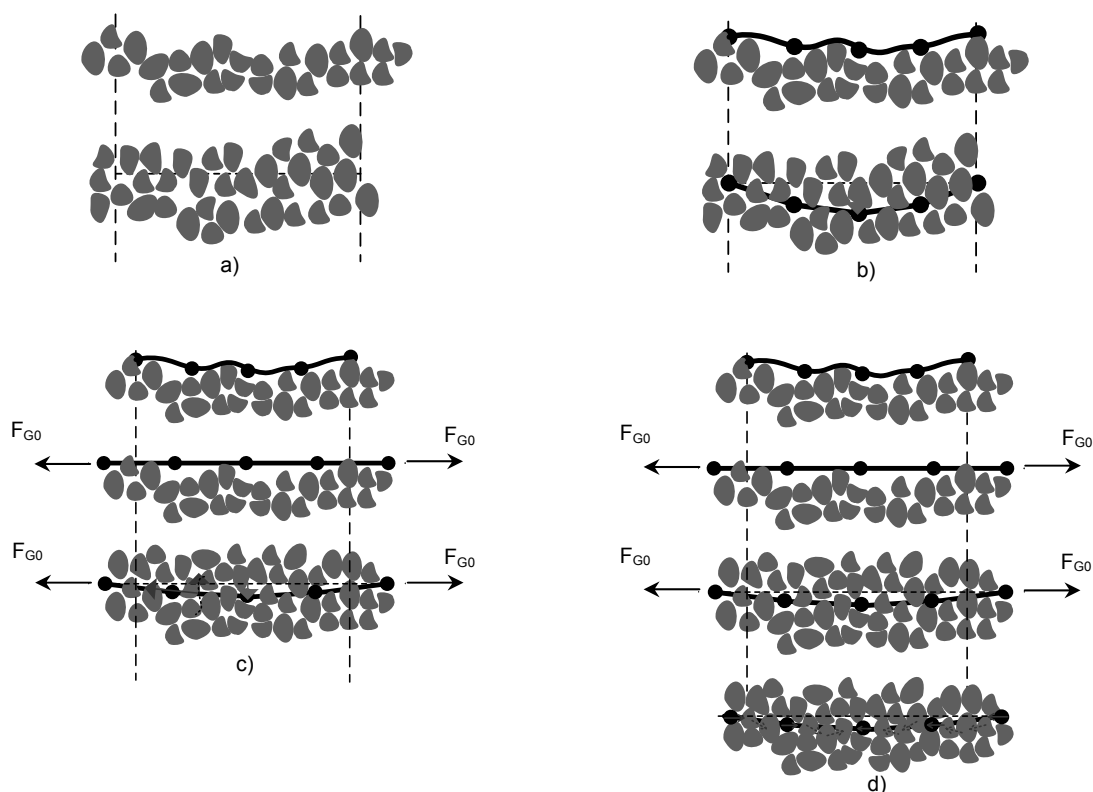


Abbildung 2-8: Einbauvarianten des Geogitters, a) unbewehrt, b) Geogitter lose verlegt, c) Geogitter permanent vorgespannt und d) Geogitter temporär vorgespannt (nach Lackner und Semprich 2010³²)

Der unbewehrte Zustand (UB) liefert als Ergebnis einen Referenzwert mit dem die Varianten mit Geogitter verglichen werden können. Bei der ersten Variante wird das Geogitter lose verlegt und keine Vorspannkraft aufgebracht (LB). Bei der zweiten und dritten Variante wird auf das Geogitter eine Vorspannkraft aufgebracht, wobei bei der Variante 3 die Vorspannkraft über die gesamte Versuchsdauer

³² C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

permanent aufrecht erhalten wird (PV). Im Gegensatz dazu wird bei der Variante 4 die Vorspannkraft nach dem Aufbringen der statischen Belastung σ_{stat} wieder gelöst (TV).

Um die Auswirkungen der Höhe der Vorspannkraft ebenso zu erfassen werden die Untersuchungen mit drei Vorspanngraden durchgeführt. Die Vorspanngrade werden durch die Aufbringung einer Dehnung am Geogitter ε_G aus dem unbelasteten Zustand realisiert. Das Geogitter wird mit 0,75, 1,50 und 2,25 [%] Dehnung vorbelastet.

2.3.3. Interaktion des Geogitters

Das Geogitter ist fest mit der beweglichen Wand verbunden. An der gegenüberliegenden Wand wird das Geogitter durch die Wand der Versuchsbox geführt. Dieser Anschluss kann mit drei verschiedenen Methoden ausgeführt werden. Durch diese drei Methoden kann ebenso die Größe der Interaktion zwischen Geogitter und Boden nach dem Element modelliert werden.

Zum einen kann das Geogitter ohne weitere Befestigung durch die Wand geführt werden. Infolgedessen ist während des Versuches eine horizontale Bewegung des Geogitters möglich. Dies stellt den ersten Extremfall dar und ist einer Interaktion zwischen dem Geogitter und Boden von null gleichbedeutend. Infolgedessen ist die Kraft im Geogitter nach dem ausgeschnittenen Element gleich null.

Das Geogitter kann jedoch ebenfalls fest mit der Wand verbunden werden welches den oberen Grenzfall der Interaktion zwischen Geogitter und Boden darstellt. Dies ist mit einer unendlichen Interaktion zwischen Geogitter und Boden nach dem Element gleichbedeutend. Dies drückt aus, dass das Geogitter keine Relativverschiebung mit dem Boden erfährt und fest mit ihm verbunden ist. Außerdem ist die Kraft im Geogitter nach dem ausgeschnittenen Element ungleich null.

Der dritte Fall ist zwischen den beiden Extremwerten keine Interaktion und unendliche Interaktion anzusiedeln. Die Interaktion zwischen Geogitter und Boden ist endlich groß. Das Geogitter erfährt eine Relativbewegung zum Boden, welche kleiner ist als die im Falle keiner Interaktion. Die Kraft im Geogitter ist ungleich null jedoch wiederum kleiner als bei unendlich großer Interaktion zwischen Geogitter und Boden. Dieser Fall kann im Versuch folgenderweise simuliert werden. Dem Geogitter wird eine vordefinierte Relativbewegung zugestanden, nach Erreichen dieser Relativbewegung soll dem Geogitter keine Bewegung mehr zugelassen werden. Dies wird durch die Anbringung einer Klemmschiene, bestehend aus zwei L-Profilen, am Geogitter realisiert. Diese Klemmschiene wird jedoch nicht wie bei der Simulation der unendlichen Interaktion direkt an der Versuchswandung angelegt sondern mit einem bestimmten Abstand zu dieser. Dieser stellt die vordefinierte Relativbewegung des Geogitters dar und bei Erreichen dieser lässt die Klemmschiene keine zusätzliche horizontale Bewegung des Geogitters zu.

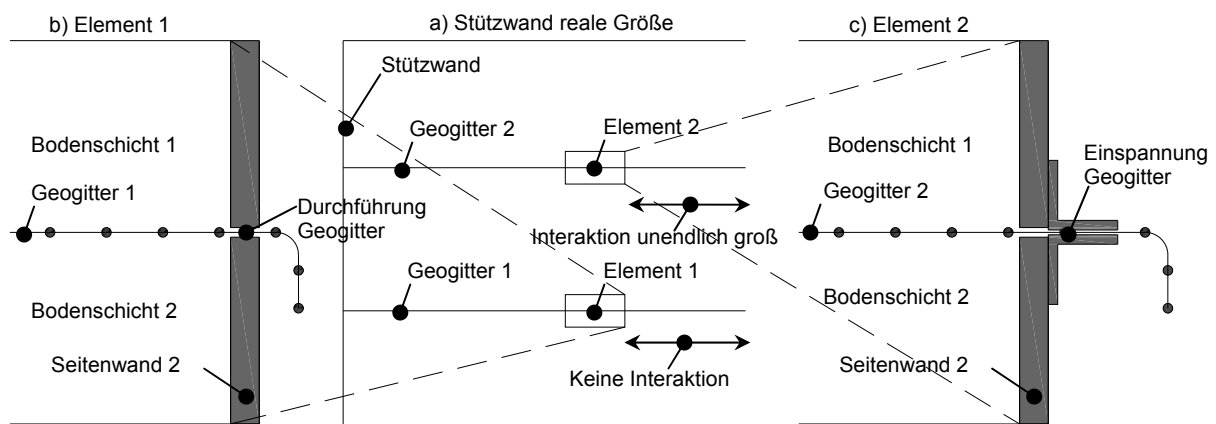


Abbildung 2-9: Modellierung der Interaktion zwischen Geogitter und Boden nach dem Element

2.3.4. Steifigkeit der seitlichen Stützung

Die seitliche Stützung wird durch den horizontal an die Seitenwand angebrachten Pneumatikzylinder sichergestellt. Die Variation der Steifigkeit der seitlichen Stützung wird durch das Ansetzen verschieden hoher Kräfte an die Seitenwand nachgebildet. Diese horizontalen Kräfte werden als Prozentzahl der horizontalen Kraft F_0 , die zur Herstellung des initialen K_0 Spannungszustand aufgebracht werden muss, ausgedrückt. Es werden drei Variationen der Stützkraft angedacht:

- Seitliche Stützkraft = $1,00 \cdot F_0$
- Seitliche Stützkraft = $0,66 \cdot F_0$
- Seitliche Stützkraft = $0,33 \cdot F_0$

2.3.5. Zusammenfassung des Versuchsprogramms – Versuchsmatrix

Die Versuchsmatrix veranschaulicht alle Variationen der Eingangsparameter und Versuche, die für den Elementversuch angedacht sind. Wie vorhin beschrieben wird der Einbau des Geogitters, das Geogitter selbst, die Vorspannung desselbigen, die Interaktion des Geogitters mit dem Boden, die Belastungskombination und die Frequenz variiert.

Um die Versuchsergebnisse mit einem bestimmten Versuchsparametersatz verifizieren zu können sind grundsätzlich 3 Versuche mit diesen Parametern nötig. Mit diesen drei Messungen können Ungenauigkeiten in der Messung bzw. Fehlmessungen ausgeschlossen werden. Dies würde demnach zu einer großen Anzahl an Einzelversuche führen. Um die Versuche auf ein geringeres Ausmaß zu minimieren, können pro Versuchsreihe zwei Einzelversuche durchgeführt werden. Wenn sich diese beiden Einzelversuche im definierten Streubereich von etwa 10 % der relevanten Messwerte befinden kann von einem dritten Einzelversuch mit diesem Parametersatz abgesehen werden. Liegen die beiden Messungen der Versuche nicht im Streubereich, wird ein dritter Einzelversuch benötigt, um die Fehlmessung der Versuchsreihe zu definieren. Durch diese Vorgehensweise kann die Anzahl der Versuche entsprechend minimiert werden.

Um die Versuche weiter zu rationalisieren, können sogenannte Multistage Versuche durchgeführt werden. Bei einem Multistage Versuch werden die Werte eines Eingangsparameters über eine Versuchsdurchführung variiert. Diese Vorgehensweise wird zum Beispiel häufig beim Triaxialversuch angewandt. Bei dem angewandten Elementversuch werden einerseits die drei Variationen der Belastungskombination $\sigma_{zd}/\sigma_{stat}$ direkt in einem durchlaufenden Versuch verändert. Dies wird dadurch erreicht, indem zuerst das Spannungsniveau (Lastkombination 1) von $\sigma_{stat,1} = 47,5$ [kN/m²] und $\sigma_{dyn,1} = 12,5$ [kN/m²] aufgebracht wird und die Lastzyklen (Anzahl = 10^4) entsprechend durchgeführt werden. Dies stellt die Belastung eines Bodenelementes in einer Tiefe von 2,5 [m] unter einer Schwelle dar. Darauf folgend wird das Spannungsniveau eines Bodenelementes in einer Tiefe von 1,5 m unter einer Schwelle (Lastkombination 2) von $\sigma_{stat,2} = 27,0$ [kN/m²] und $\sigma_{dyn,2} = 25,0$ [kN/m²] aufgebracht um anschließend die Lastzyklen des höchsten dynamischen Spannungsniveaus (Lastkombination 3) von $\sigma_{stat,3} = 9,5$ [kN/m²] und $\sigma_{dyn,3} = 82,0$ [kN/m²] zu durchlaufen. Diese Multistage Versuche werden in der Versuchsreihe 1 zusammengefasst. Eine schematische grafische Darstellung der Belastungskombinationen der Versuchsreihe 1 ist aus der Abbildung 2-10 zu entnehmen.

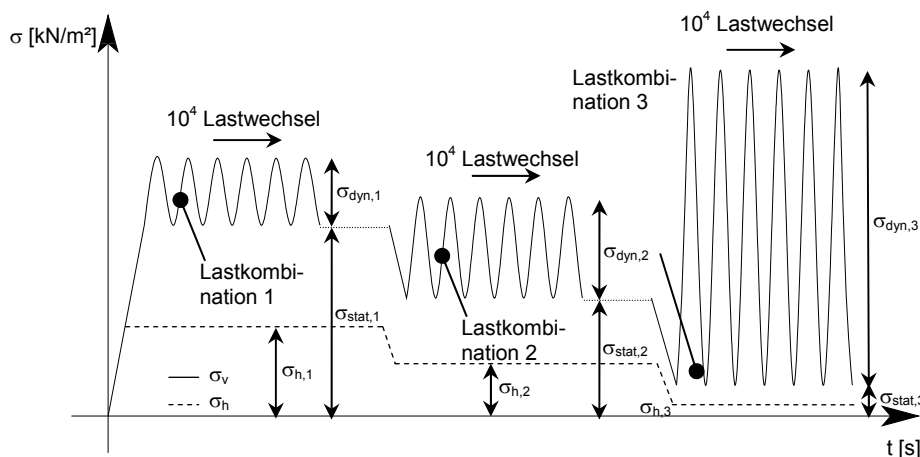


Abbildung 2-10: Schematische Darstellung der Belastungskombinationen der Versuchsreihe 1

Weiters kann bei der Variation der seitlichen Stützkraft dies ebenso in einer Versuchsdurchführung ausgeführt werden. Hierbei wird die Lastkombination 4, mit einer statischen Belastung von $\sigma_{stat,4} = 54,4$ [kN/m²] und einer dynamischen Belastung von $\sigma_{dyn,4} = 96,0$ [kN/m²] über die Versuchsdauer konstant gehalten. Die seitliche Stützung wird hierbei hingegen variiert. In den ersten 10^4 Lastwechseln wird die seitliche Stützspannung $\sigma_{h,1}$ aus dem k_0 – Spannungszustand errechnet und aufgebracht. Nach dem Durchlaufen der ersten 10^4 Lastwechsel wird die zweite seitliche Stützspannung $\sigma_{h,2}$ auf 66% der Ausgangsstützspannung $\sigma_{h,1}$ verringert. Nach Durchlaufen der zweiten 10^4 Lastwechsel wird die seitliche Stützspannung $\sigma_{h,3}$ auf 33% der Ausgangsstützspannung $\sigma_{h,1}$ verringert. Diese Versuche werden in der Versuchsreihe 2 zusammengefasst. Eine schematische Darstellung der Belastungskombination der Versuchsreihe 2 ist in Abbildung 2-11 veranschaulicht.

Die Variation der seitlichen Stützung und der Belastungskombination kann demnach direkt während eines Versuchsdurchlaufes verändert werden und trägt somit zur Verringerung der Anzahl der Versuche bei.

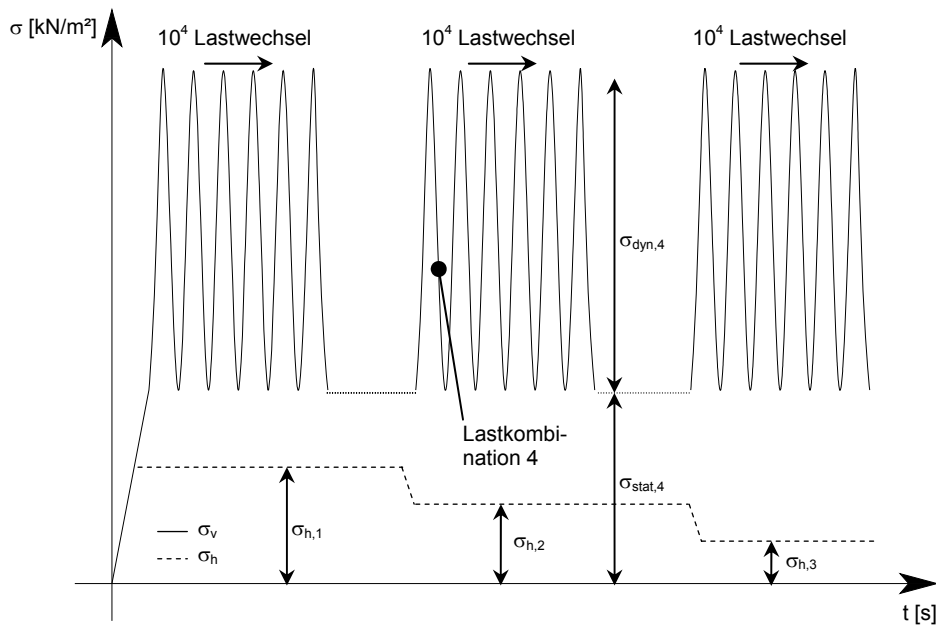


Abbildung 2-11: Schematische Darstellung der Belastungskombinationen der Versuchsreihe 2

Die durchgeführten Versuche mit den zugehörigen Parametersätzen werden auf den folgenden Seiten in der Versuchsmatrix, getrennt nach den zuvor erläuterten Versuchsreihen, in der Tabelle 2-7 (Versuchsreihe 1) und der Tabelle 2-8 (Versuchsreihe 2) zusammengefasst. Es werden schlussendlich in der ersten Versuchsreihe 46 Versuche und in der zweiten Versuchsreihe 41 Versuche ausgeführt. Dies ergibt insgesamt 87 durchgeführte Versuche.

Versuchsnummer	Einbau Geogitter	Belastungs-kombination	Frequenz f [Hz]	Seitl. Stützung	Geogitter	Vorspann-dehnung ε [%]	Interaktion
UB_02.01_21-02-2011	UB	1,2,3	10	1,00	-	-	-
UB_02.02_21-02-2011	UB	1,2,3	10	1,00	-	-	-
UB_02.02_21-02-2011	UB	1,2,3	10	1,00	-	-	-
UB_03.01_22-02-2011	UB	1,2,3	5	1,00	-	-	-
UB_03.02_22-02-2011	UB	1,2,3	5	1,00	-	-	-
UB_03.03_22-02-2011	UB	1,2,3	5	1,00	-	-	-
LB_01.01_23-02-2011	LB	1,2,3	5	1,00	1	-	0
LB_01.02_23-02-2011	LB	1,2,3	5	1,00	1	-	0
LB_01.03_24-02-2011	LB	1,2,3	5	1,00	1	-	0
LB_02.01_24-02-2011	LB	1,2,3	5	1,00	1	-	∞
LB_02.02_24-02-2011	LB	1,2,3	5	1,00	1	-	∞
LB_03.01_02-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	0
LB_03.02_02-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	0
LB_04.01_03-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	∞
LB_04.02_03-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	∞
LB_04.03_04-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	∞
LB_04.04_29-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	∞
LB_04.05_30-03-2011	LB	1,2,3	5	1,00	2	-	∞
PV_01.01_24-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	0,75	∞
PV_01.02_25-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	0,75	∞
PV_02.01_25-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	1,50	∞
PV_02.02_25-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	1,50	∞
PV_02.03_28-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	1,50	∞
PV_03.01_28-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	2,25	∞
PV_03.02_28-02-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	2,25	∞
PV_03.03_01-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	1	2,25	∞
PV_04.01_04-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	2	0,75	∞
PV_04.02_05-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	2	0,75	∞
PV_05.01_07-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	2	1,50	∞
PV_05.02_07-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	2	1,50	∞
PV_06.01_07-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	2	2,25	∞
PV_06.02_08-03-2011	PV	1,2,3	5	1,00	2	2,25	∞
TV_01.01_01-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	0,75	0
TV_01.02_01-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	0,75	0
TV_02.01_28-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	1,50	0
TV_02.02_28-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	1,50	0
TV_03.01_29-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	2,25	0
TV_03.02_29-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	2,25	0
TV_03.03_29-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	1	2,25	0
TV_04.01_08-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	2	0,75	0
TV_04.02_08-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	2	0,75	0
TV_05.01_09-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	2	1,50	0
TV_05.02_09-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	2	1,50	0
TV_06.01_30-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	2	2,25	0
TV_06.02_30-03-2011	TV	1,2,3	5	1,00	2	2,25	0

Tabelle 2-7: Versuchsmatrix der Versuchsreihe 1

Versuchsnummer	Einbau Geogitter	Belastungs- kombination	Frequenz f [Hz]	Seitl. Stüt- zung	Geogitter	Vorspann- dehnung ε [%]	Interaktion
UB_04.01_10-03-2011	-	4	5	1.0/0.66/0.33	-	-	-
UB_04.02_10-03-2011	-	4	5	1.0/0.66/0.33	-	-	-
LB_05.01_11-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	3	-	0
LB_05.02_11-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	3	-	0
LB_06.01_15-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	3	-	∞
LB_06.02_15-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	3	-	∞
LB_07.01_21-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	1	-	0
LB_07.02_21-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	1	-	0
LB_08.01_21-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	1	-	∞
LB_08.02_21-03-2011	LB	4	5	1.0/0.66/0.33	1	-	∞
LB_09.01_01-04-2011	LB	4	10	1.0/0.66/0.33	1	-	0
LB_09.02_01-04-2011	LB	4	10	1.0/0.66/0.33	1	-	0
LB_09.03_01-04-2011	LB	4	10	1.0/0.66/0.33	1	-	0
PV_07.01_15-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	0.75	∞
PV_07.02_16-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	0.75	∞
PV_08.01_16-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	1.50	∞
PV_08.02_16-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	1.50	∞
PV_09.01_17-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	2.25	∞
PV_09.02_17-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	2.25	∞
PV_10.01_22-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	0.75	∞
PV_10.02_22-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	0.75	∞
PV_11.01_23-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	1.50	∞
PV_11.02_23-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	1.50	∞
PV_11.03_23-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	1.50	∞
PV_12.01_24-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	2.25	∞
PV_12.02_24-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	2.25	∞
PV_12.03_31-03-2011	PV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	2.25	∞
TV_07.01_17-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	0.75	0
TV_07.02_18-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	0.75	0
TV_08.01_18-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	1.50	0
TV_08.02_18-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	1.50	0
TV_09.01_19-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	2.25	0
TV_09.02_19-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	3	2.25	0
TV_10.01_24-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	0.75	0
TV_10.02_25-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	0.75	0
TV_10.03_25-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	0.75	0
TV_11.01_25-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	1.50	0
TV_11.02_25-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	1.50	0
TV_12.01_26-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	2.25	0
TV_12.02_26-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	2.25	0
TV_13.01_31-03-2011	TV	4	5	1.0/0.66/0.33	1	2.25	$\infty/0$

Tabelle 2-8: Versuchsmatrix der Versuchsreihe 2

3. VERSUCHSEINRICHTUNG

Die Versuche werden am Versuchsstand des Ingenieurbüros IBH – Herold & Partner Ingenieure, Weimar, durchgeführt. Hierbei werden Teile eines bestehenden Kreisringscherversuches verwendet.

3.1. Allgemeiner Aufbau – Versuchsstand

Der allgemeine Aufbau des Versuchsstandes ist in Abbildung 3-1 ersichtlich. Der Versuchsstand beinhaltet ein vertikales Kraftsystem, ein horizontales Kraftsystem und die Versuchsbox auf welche die beiden Kraftsysteme wirken. Aus dem Bestand wird das vertikale Kraftsystem des Kreisringscherversuches, bestehend aus dem vertikalen Hydraulikzylinder, dem Rahmentragwerk und der dazwischengeschalteten Kraftmessdose, übernommen. Im weiteren werden die beiden Kraftsysteme und die Versuchsbox näher erläutert und Ihre Bestandteile beschrieben.

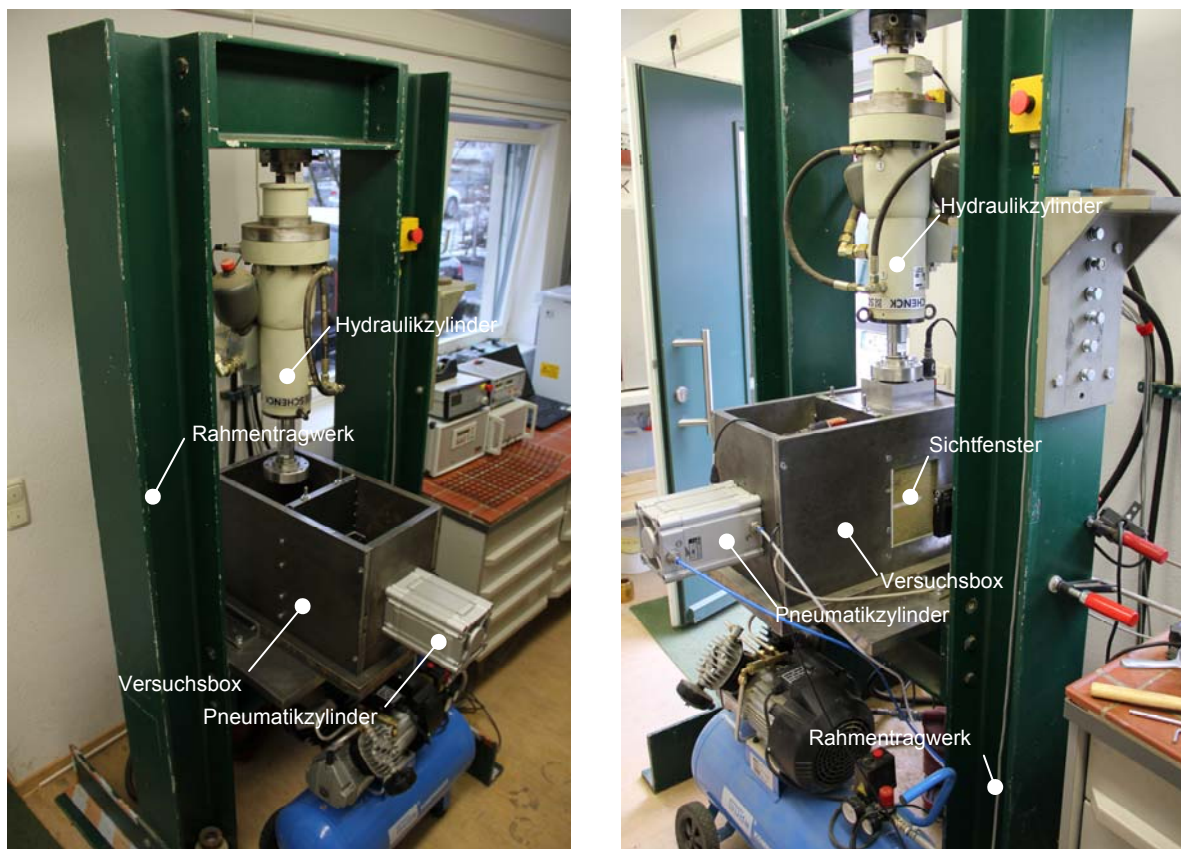


Abbildung 3-1: Allgemeiner Aufbau Versuchsstand

3.2. Versuchsbox

Grundlage für die Entwicklung der Versuchsbox dient das Versuchskonzept nach Kapitel 2.1. Dieses Versuchskonzept stellt vier maßgebende Anforderungen an die Versuchsbox:

- In die Versuchsbox soll ein geogitterbewehrtes Bodenpaket eingebaut werden können, das heißt es sollen zwei Bodenschichten mit einem dazwischenliegenden Geogitter eingebracht werden. Das Bodenpaket soll eine Grundfläche von 0,25x0,25 m und eine Höhe von zumindest 0,30 m besitzen.
- Eine seitliche Wand der Versuchsbox soll horizontal frei beweglich sein.
- In der Versuchsbox soll eine Vorrichtung situiert werden, mit der sich eine seitliche Stützung der Wand ermöglichen lässt.
- Die Versuchsbox soll eine Vorspannung des Geogitters zulassen.

Aus diesen Randbedingungen wird zuerst das Grundgerüst der Versuchsbox, ein Stahlrahmen mit 0,25x0,25x0,5m Innenabmessung konstruiert, in welchem die weiteren Konstruktionsdetails eingeplant werden. Dieser Stahlrahmen besteht aus vier Wänden mit einer Dicke von 2 cm und einer Bodenplatte mit einer Dicke von 4 cm. Die Einzelteile des Stahlrahmens sind mittels Schrauben miteinander verbunden und lassen sich in die jeweiligen Einzelkomponenten zerlegen.

Das erste Wandelement, die Seitenwand 1, dient zur Anbringung des horizontalen Pneumatikzylinders, der mittels vier Schrauben an dieses befestigt wird (Abbildung 3-2). Des weiteren wird der Kolben des Pneumatikzylinders durch diese Wand geführt. Das gegenüberliegende Wandelement, die Seitenwand 2, wird auf Höhe des Geogitters geteilt um dieses durch das Wandelement durchführen zu können. Die beiden Teile der Wand können durch jeweils vier Schrauben mit den angrenzenden Seitenwänden 3 und 4 verbunden werden. In diesen beiden übrigen vertikalen Wände 3 und 4 werden Löcher gebohrt um die seitlich bewegliche Wand durch Schrauben fixieren zu können. Diese Fixierung der beweglichen Wand wird zum gefahrenlosen Einbau der Bodenschichten und des Geogitters benötigt. Zum anderen dient diese Befestigung zur Herstellung des K_0 – Spannungszustandes. An diesen beiden Wänden sind zudem die horizontalen Führungsschienen zur Leitung der beweglichen Wand eingefräst. An der vertikalen Seitenwand 4 wird in der Höhenlage des Geogitters ein Freiraum für ein Sichtfenster aus Verbundsicherheitsglas (VSG) ausgeschnitten. Das VSG wird mit Silikon am Stahlrahmen befestigt. Dieses VSG dient in weiterer Folge nicht nur zur augenscheinlichen Beobachtung des Versuches während der Durchführung, sondern ebenso zur Erstellung der Fotografien für die Auswertung der PIV – Methode, welche im Kapitel 3.5 näher erläutert wird.

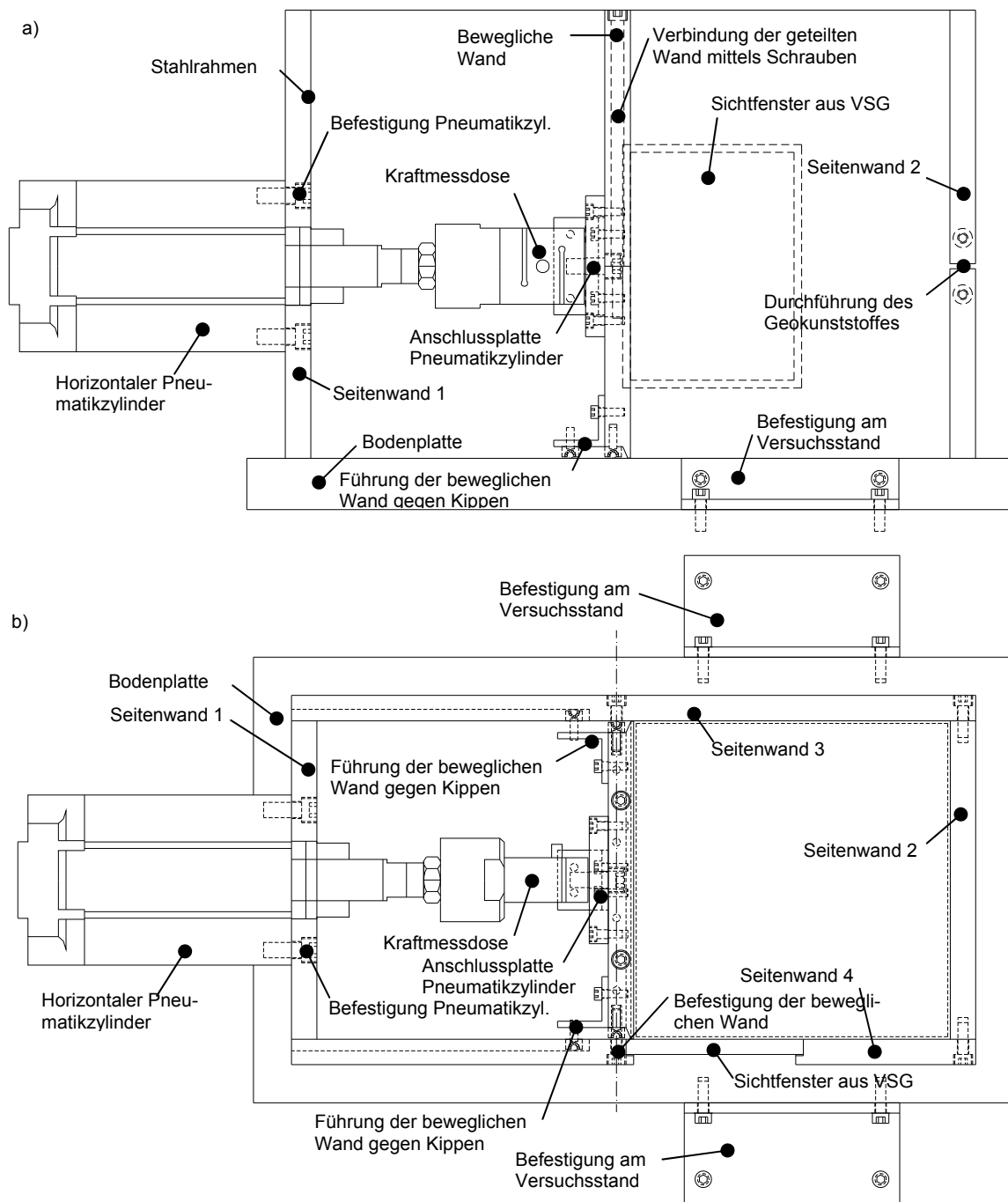


Abbildung 3-2: Versuchsbox mit horizontalem Pneumatikzylinder im a) Längsschnitt und b) Grundriss

Die horizontal bewegliche Wand besteht ebenso aus zwei Teilen um das Geogitter durch die Wand führen zu können. Diese beiden Teile sind mit zwei Schrauben miteinander befestigt. Das Geogitter wird demnach fest mit der beweglichen Wand verbunden (Abbildung 3-3 a). Die reibungsfreie Bewegung der Wand wird dadurch erreicht, dass diese eine Breite von 0,2494 m aufweist, welche um 0,6 mm geringer ist als die Breite der Versuchsbox. Aus der Sieblinienanalyse des untersuchten Sandes (Abbildung 4-2) ist festzustellen, dass der Spalt zwischen beweglichen Wand und Stahlrahmen mit 0,3 mm kleiner ist als 95 % des untersuchten Bodens. Dadurch wird erreicht, dass große Mengen des Sandes zwischen beweglichen Wand und Versuchsbox bei hohen dynamischen Lasten nicht ausrie-

selt können und es somit zu keiner ungewollten Auflockerung des Bodens kommt. Um die Kontaktfläche und somit die Reibung zwischen beweglichen Wand und Versuchsbox möglichst gering zu halten wird die Breite der beweglichen Wand nach hinten verjüngt (Abbildung 3-3 b und c). Durch die Verjüngung wird zusätzlicher Raum zwischen beweglichen Wand und Versuchsbox erhalten der zur Unterbringung der Kugelrollenlager genützt wird. Diese Kugelrollenlager in der Wandachse dienen zur Bewegung der Wand in horizontaler Richtung mit möglichst geringem Reibungswiderstand. Diese besitzen ein Schraubengewinde und können dadurch mit der beweglichen Wand verbunden und wenn nötig in ihrer Lage nachjustiert werden. Durch diese Rollenlager ist die bewegliche Wand aber nur in ihrer Ebene gegen Kippen gesichert. Um die Wand zudem gegen das Kippen aus der Ebene abzusichern, sind weitere Führungen der beweglichen Wand Voraussetzung. Durch ein L – Stahlwinkelprofil, welches an der beweglichen Wand befestigt ist, kann die Führung aus der Ebene der beweglichen Wand gelöst werden. Die Führung wird wiederum durch reibungsarme Kugelrollenlager erzielt, wobei die Lager in die vertikalen Wände eingelassen werden.

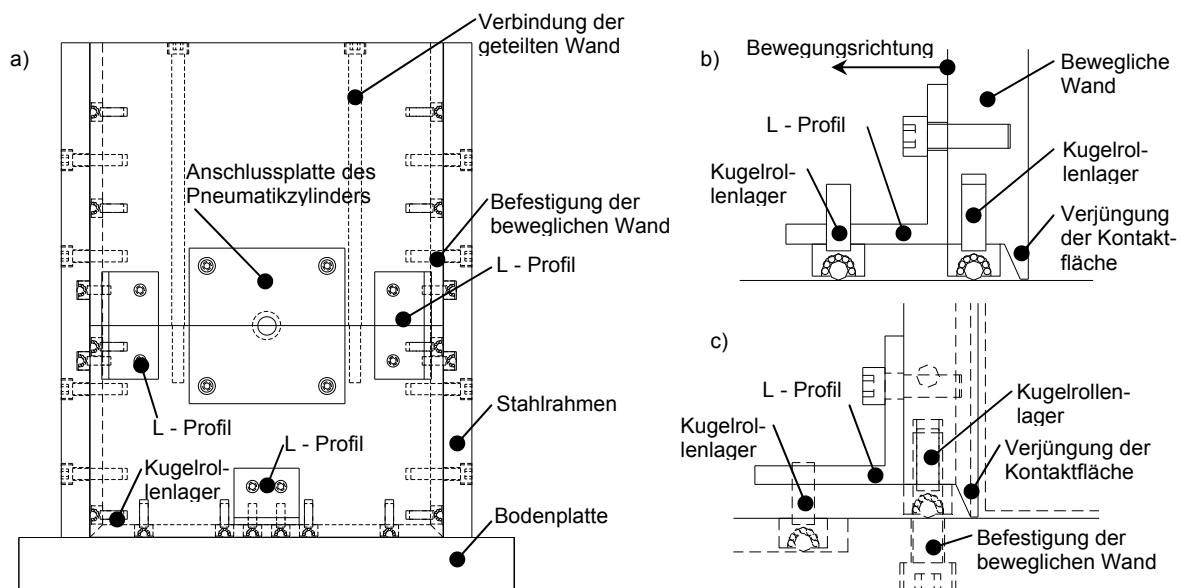


Abbildung 3-3: a) Versuchsbox im Aufriss, b) vertikaler Anschluss und c) horizontaler Anschluss der beweglichen Wand an den Rahmen der Versuchsbox

Der horizontale Pneumatikzylinder wird über die Kraftmessdose und einer Zylinderkopfschraube an die Anschlussplatte verankert, welche wiederum mit vier Schrauben an der beweglichen Wand befestigt ist (Abbildung 3-2). Durch die Anschlussplatte wird erreicht, dass die Kraft vom Pneumatikzylinder nicht punktwise, sondern verteilt auf die bewegliche Wand aufgebracht wird. Weiters können mit Hilfe dieses Anschlusses sowohl Druck- als auch Zugkräfte an die bewegliche Wand übertragen werden.

Die Lastplatte von der die vertikalen Kräfte auf das Bodenpaket übertragen werden besitzt eine Dicke von 2 cm und eine Grundfläche von 0,246 x 0,246 m und lässt demnach einen seitlichen Spalt zwischen Lastplatte und Versuchsbox von 2 mm, damit sich diese durch leichte Exzentrizitäten nicht verkanten kann.

Um das Geogitter vorspannen zu können wird dieses durch die Seitenwand 2 durchgeführt. Das Geogitter wird in einer Klemmschiene, bestehend aus zwei L – Profilen, eingespannt. Die L – Profile werden mit drei Klemmschrauben miteinander verbunden. An der Seitenwand 2 sind zur Führung der Klemmschiene zwei Führungsbolzen befestigt, in denen die Schiene eingesetzt werden kann und somit vertikal in ihrer Lage gehalten ist. Die Klemmschiene wird direkt an die Seitenwand 2 angesetzt. Somit ist für Untersuchungen ohne Geogittervorspannung das Geogitter gedanklich mit der Seitenwand 2 fest verbunden. Soll eine Vorspannung an das Geogitter aufgebracht werden, kann dies durch die vier Vorspannschrauben an der Klemmschiene bewerkstelligt werden. Durch die Stellmutter kann ein definierter Vorspannweg eingestellt werden und mittels Andrehen der Klemmschrauben auf das Geogitter aufgebracht werden. Soll die Vorspannkraft wieder gelöst werden kann dies wiederum durch das Lösen der Vorspannschrauben geschehen.

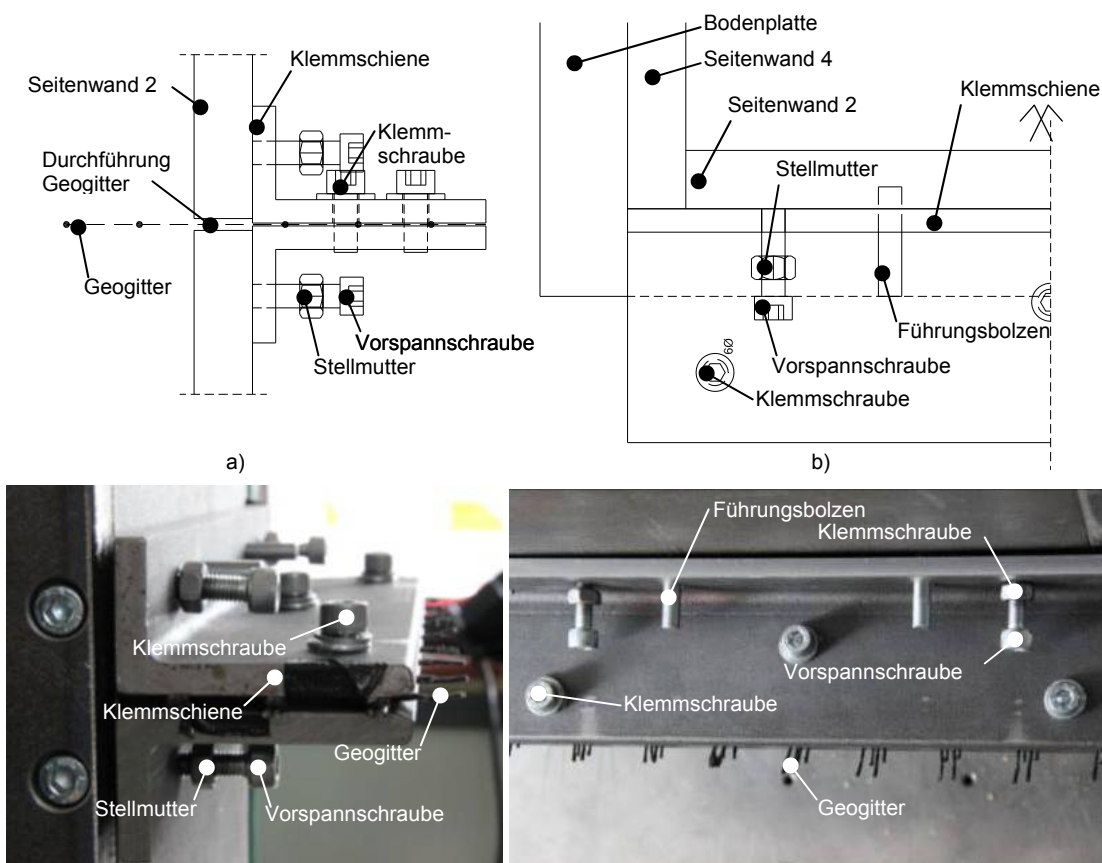


Abbildung 3-4: Klemmschiene und Vorspanneinrichtung für Geogitter im a) Vertikalschnitt und b) Grundriss

Der vertikale Hydraulikzylinder ist am Versuchsstand in seiner Lage fixiert. Um den Versuch aus der Mittelstellung des Hydraulikzylinders starten zu können wird zwischen Lastplatte und Kolben des Hydraulikzylinders eine Zwischenplatte mit einer Dicke von 5 cm eingesetzt.

Die Versuchsbox selbst wird an ihrer Bodenplatte mit Hilfe von zwei L-Profilen mit dem Versuchsstand fest verbunden um eine sichere Arbeitsumgebung gewährleisten zu können.

3.3. Vertikales Kraftsystem

Das vertikale Kraftsystem besteht aus folgenden Komponenten und wird aus dem bestehenden Kreisringscherversuch übernommen:

- Rahmentragwerk
- Hydraulikzylinder
- Induktiver Wegaufnehmer
- Kraftmessdose
- Steuerungseinheit
- Hydraulikkompressor mit Elektromotor

3.3.1. Hydraulikzylinder

Der vertikale Hydraulikzylinder ist ein doppelwirkender Gleichlaufzylinder. Dies bedeutet, dass der Kolben des Zylinders zwei gegenüberliegende Kolbenflächen aufweist und der Zylinder dadurch zwei aktive Bewegungsrichtungen hat. Beim Gleichlaufzylinder ist auf beiden Seiten der Kolbenfläche eine Kolbenstange situiert, infolgedessen ist das Volumen des einströmenden und ausströmenden Hydrauliköls ident und der Kolben besitzt dieselbe Ein- und Ausfahrgeschwindigkeit. Dies ist für eine gleichmäßige dynamische Belastung, welche im Versuch vorgesehen ist, Voraussetzung. In Tabelle 3-1 sind die maßgebenden Größtwerte der aufbringbaren Kraft und des Weges aufgelistet. Wobei sich die dynamische Volllast zu 80% der Nennkraft ergibt.

Nennkraft F_n [kN]	25,0	Dyn. Volllast F_{dyn} [kN]	20,0
Nennhub s_n [mm]	40,0	Max. Wegamplitude a_{max} [mm]	20,0

Tabelle 3-1: **Kenwerte des vertikalen Hydraulikzylinders**

Durch die Kopfbefestigung des Zylinders am Rahmentragwerk wirkt das Eigengewicht des Zylinders selbst nicht auf das zu untersuchende Bodenpaket. Jedoch ist die Kraftmessdose zwischen Zylinder und Befestigung desselben am Rahmentragwerk situiert. Infolgedessen wirkt das Eigengewicht des Zylinders, der Zylinderkolben und die Lastplatte auf die Kraftmessdose und ruft eine Zugkraft von etwa 730 [N] hervor. Um diese Kraft zu berücksichtigen, bzw. auszugleichen wird vor jedem Versuchsbeginn und Kraftschluss mit der Probe die Kraft auf 0 [N] tariert.

Der Hydraulikzylinder wird durch einen Hydraulikkompressor, welcher mit einem Elektromotor betrieben ist, mit einem hydraulischen Druck von 280 [bar] gespeist. Das zirkulierende Hydrauliköl wird wassergekühlt, sodass es eine Temperatur von 50 [°C] nicht überschreitet. Geregelt wird das Druckventil der Zu- und Ableitung des Kompressors mittels einer Steuereinheit, welche mit einem PC verbunden ist. Mit dem Programm Geosys, welches die Befehle an die Steuereinheit übergibt kann der Hydraulikzylinder

weg- und kraftgesteuert, sowohl mit statischen als auch mit dynamischen Amplituden, gesteuert werden.

3.3.2. Kraftaufnehmer

Die Kraftmessdose ist zwischen dem Hydraulikzylinder und dem Rahmenkraftwerk situiert. Die Kraftmessdose nimmt eine maximale Kraft von 25 [kN] auf. Dies entspricht der maximalen statischen Last, die der Hydraulikzylinder aufbauen kann. Die maximale Abweichung des Ausgabesignals der Kraftmessdose zum Istwert bei der Nennkraft von 25 [kN] lässt sich aus der Linearitätsabweichung des Messsignals ermitteln und beträgt 5,0 [N]. Weitere Nennwerte der vertikalen Kraftmessdose lassen sich aus der Tabelle 3-2 entnehmen.

Nennkraft F_n [kN]	25,0	Temperatureinfluss Kennwert $\Delta T=10$ [K] in [%]	0,05
Linearitätsabweichung [%]	<0,02	Grenzkraft [in % von F_n]	160
Temperatureinfluss Nullsignal $\Delta T=10$ [K] in [%]	<0,015	Nenntemperaturbereich [°C]	+10/+60

Tabelle 3-2: Spezifikationen des vertikalen Kraftaufnehmers

3.3.3. Induktiver Wegaufnehmer

Die vertikalen Bewegungen des Kolbens des Hydraulikzylinders werden mittels induktiven Wegaufnehmers gemessen. Dieser Wegaufnehmer ist direkt im Hydraulikzylinder verbaut und ist als Tauchanker konstruiert. Der Nennmessweg des Wegaufnehmers beträgt 20 [mm], dies bedeutet dass der aufnehmbare Gesamtweg 40 [mm] beträgt. Die Linearitätsabweichung dieses Messaufnehmers beträgt 0,2 [%]. Aus dieser Linearitätsabweichung lässt die maximale Abweichung des Messsignals beim Nennweg von 20 [mm] zu 0,08 [mm] ermitteln. Weitere relevante Spezifikationen des Induktiven Wegaufnehmers sind in der Tabelle 3-3 zusammengefasst.

Nennweg s_n [mm]	20,0	Temperatureinfluss Kennwert $\Delta T=10$ [K] in [%]	<0,2
Linearitätsabweichung [%]	<0,4	Betätigungsfrequenz [Hz]	100
Temperatureinfluss Nullsignal $\Delta T=10$ [K] in [%]	<0,05	Nenntemperaturbereich [°C]	-55/100

Tabelle 3-3: Spezifikationen des vertikalen induktiven Wegaufnehmers

3.4. Horizontales Kraftsystem

Das horizontale Kraftsystem besteht aus folgenden Komponenten:

- Pneumatikzylinder
- Induktiver Wegaufnehmer
- Kraftmessdose
- Laserwegaufnehmer
- Steuerungseinheit
- Luftdruckkompressor mit Elektromotor

3.4.1. Pneumatikzylinder

Der mit Luftdruck gespeiste horizontale Zylinder dient zum Aufbringen der seitlichen Stützkraft auf die bewegliche Wand. Dieser Pneumatikzylinder ist ebenso ein doppelwirkender Zylinder mit zwei aktiven Bewegungsrichtungen. Infolgedessen können an die bewegliche Seitenwand Druck- sowie auch Zugkräfte aufgebracht werden. Der Zylinder ist durch die Anschlussplatte zugkraftschlüssig mit der seitlich beweglichen Wand verbunden. Der Pneumatikzylinder wird mit einem Luftdruck von 10 [bar], welcher durch einen Luftdruckkompressor mit Elektromotor aufgebaut wird, gespeist. Mit diesem Luftdruck lässt sich eine maximale Kraft von 7,5 [kN] aufbringen. Der Zylinder hat einen Nennhub von 40 [mm]. Ist die bewegliche Wand in ihrer Nulllage situiert, so ist der Pneumatikzylinder ebenso in seiner Nulllage. Aus dieser Lage ist es möglich den Zylinder in beide Richtungen mit einem Maß von 20 [mm] zu bewegen.

Der Luftdruck wird aus dem Kompressor in die Steuerungseinheit des Pneumatikzylinders geleitet, welche den Luftdruck von 10 [bar] auf einen Luftdruck, welcher zur Aufbringung der gewünschten Kraft benötigt wird, drosselt. Aus Abbildung 3-5 b) ist ersichtlich, dass zum Ein- und Ausfahren des Zylinders ein Luftvolumen benötigt wird. Um dieses Volumen sicherzustellen besitzt der Luftdruckkompressor einen Lufttank von 10 [l]. Weiters wird dieser Tank benötigt um etwaige Luftaustritte an den Anschlüssen, bzw. andere etwaige Undichtheiten auszugleichen. Um Zug- und Druckkräfte aufzubringen, bzw. den Zylinder ein und ausfahren zu können, besitzt der Pneumatikzylinder zwei Luftdruckanschlüsse mit jeweils einer Luftdruckleitung. Die Steuerungseinheit schaltet automatisch zwischen den beiden Luftdruckleitungen um. Der Zylinder kann kraftgesteuert sowohl im Druck als auch im Druckbereich gefahren werden.

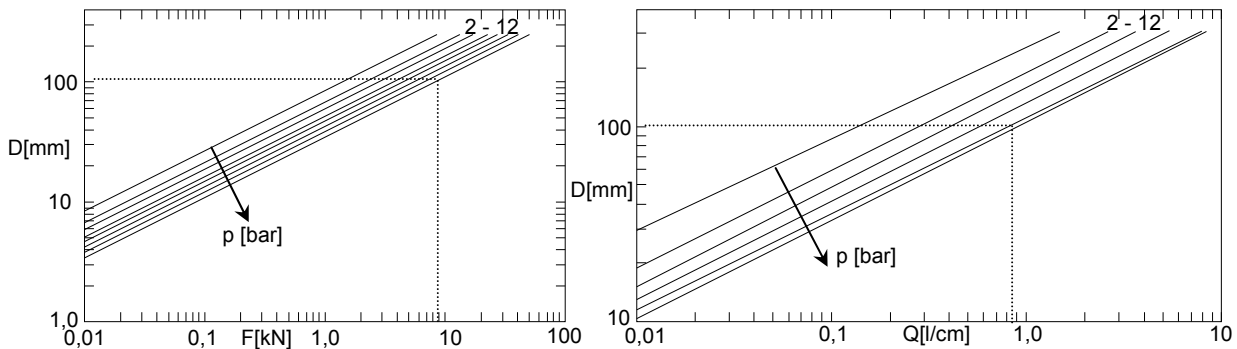


Abbildung 3-5: a) Betriebsdruck p in Abhängigkeit des Kolbendurchmessers D und der Kraft F und b) Luftverbrauch Q in Abhängigkeit des Kolbendurchmessers D und dem Betriebsdruck p

3.4.2. Kraftmessdose

Zwischen dem Pneumatikzylinder und der Anschlussplatte mit der seitlich beweglichen Wand ist eine Kraftmessdose angeordnet. Da sich durch den Zylinder sowohl Druck- als auch Zugkräfte aufbringen lassen, ist die Kraftmessdose ebenso darauf ausgelegt Druck- und Zugkräfte zu messen. Die Nennkraft der Kraftmessdose beträgt 10 [kN]. Die Messgenauigkeit lässt sich aus der Linearitätsabweichung des Messsignals berechnen und beträgt ± 10 [N] bei einer maximal messbaren Kraft von 10 [kN]. Weitere Spezifikationen des Wegaufnehmers sind in Abbildung 3-8: zusammenfassend eingetragen.

Nennkraft F_n [kN]	10,0	Temperatureinfluss Kennwert $DT=10$ [K] in [%]	0,10
Linearitätsabweichung [%]	<0,10	Grenzkraft [in % von F_n]	160
Temperatureinfluss Nullsignal $DT=10$ [K] in [%]	<0,10	Nenntemperaturbereich [°C]	-20/+60

Tabelle 3-4: Spezifikationen der horizontalen Kraftmessdose

3.4.3. Wegaufnehmer

Der Wegaufnehmer wird an der Versuchsbox befestigt und zeichnet den Weg des Hydraulikzylinders, bzw. der beweglichen Wand, auf. Der Nennweg des Wegaufnehmers beträgt 25 [mm]. Befestigt wird der Wegaufnehmer in einem Abstand von 20 [mm] zur beweglichen Wand, infolgedessen lassen sich 20 [mm] Bewegung in Richtung des Pneumatikzylinders und 5 [mm] in Richtung des Bodenpaketes messen. Die Messgenauigkeit lässt sich wiederum aus der Linearitätsabweichung des Messsignals berechnen und beträgt bei einem gemessenen Weg von 25 [mm] $\pm 0,0625$ [mm] dies entspricht einer Abweichung von 0,25 [%] von dem Messwert 25 [mm]. Die Wiederholungsgenauigkeit dieses Aufnehmers beträgt 0,002 [mm]. Weitere Kennwerte des horizontalen Wegaufnehmers sind in der Tabelle 3-5 zusammenfassend aufgelistet.

Nennweg s_n [mm]	25,0	Betätigungskraft eingefahren [N]	<5,0
Linearitätsabweichung [%]	<0,20	Max. Betätigungsfrequenz [Hz]	18,0
Betätigungskraft ausgefahren [N]	<2,5	Nenntemperaturbereich [°C]	-30/+100

Tabelle 3-5: Spezifikationen des horizontalen Wegaufnehmers

3.4.4. Laserdistanzmessung

Um die Messung des horizontalen Wegaufnehmers zu überprüfen wird der Weg mit einem berührungslosen Laserdistanzmesser aufgenommen. Der horizontale Wegaufnehmer sollte schwingende Bewegungen mit einer maximalen Frequenz von 18 [Hz] aufnehmen können, jedoch wird, vor allem bei den Versuchen mit 5 [Hz], dieser aufgenommene Weg mit der Laserdistanzmessung überprüft. Der Laser des Distanzmessers ist normal auf das zu messende Objekt auszurichten. Jedoch kann der Distanzmesser bis zu einer Abweichung von 5 [°] zu dieser Normalen Entfernungen wiedergeben. Der daraus entstehende Fehler vom Istwert in der Messung beträgt bei einem Messwert von 70 [mm] 0,26 [mm] und bei einem Messwert vom 10 [mm] 0,03 [mm] werden. Die Linearitätsabweichung des Wegaufnehmers ist kleiner als 0,10 [%], wobei anzumerken ist, dass diese Linearitätsabweichung nicht vom gemessenen Wert angegeben wird sondern vom Arbeitsbereichsendwert, dementsprechend 70 [mm]. Die sich daraus ergebende maximale Abweichung beträgt 0,7 [mm]. Die weiteren relevanten Spezifikationen des Laserdistanzmessers können aus nachstehender Tabelle 3-6 entnommen werden.

Nennweg s_n [mm]	70,0	Mindestabstand vom Messobjekt [mm]	30,0
Linearitätsabweichung [%]	<0,10	Ansprechzeit [ms]	0,4
Temperaturdrift [%/°C]	<0,02	Nenntemperaturbereich [°C]	-10/+60

Tabelle 3-6: Spezifikationen des Laserdistanzmessers

3.5. Time Dependent Particle Image Velocimetry Method - PIV

Die Time Dependent Particle Image Velocimetry Method, im weiteren kurz als PIV bezeichnet, ist eine photogrammetrische Methode um Geschwindigkeiten und Verformungen, ohne direkten Kontakt zum Messobjekt, aufnehmen zu können. Dadurch hat die Durchführung der Messung selbst keinen direkten Einfluss auf das Messobjekt und auf die Messergebnisse.

3.5.1. Einführung in die PIV - Methode

Bei dieser Methode werden zumindest zwei Fotos eines Objektes zu unterschiedlichen Zeitpunkten aus ein und demselben Sichtpunkt benötigt. Anhand dieser Fotos kann nach der Auswertung eine Aussage über die Bewegung (Geschwindigkeit, Verschiebungsvektor) des Objektes getroffen werden. Die Auswertung der Fotos erfolgt softwareunterstützt. Bei der Auswertung werden die Fotos automatisiert in rechteckige sich überschneidende Suchbereiche, bestehend aus mehreren Pixeln, geteilt. Die Größe und der Überschneidung dieser Bereiche kann definiert werden. Für jeden Bereich wird ein Histogramm erstellt, welches im darauffolgenden Foto durch einen Algorithmus gesucht wird. Der Bereich mit der maximalen Übereinstimmung des Histogramms wird als neue Position des Ausgangsbereiches definiert. Um nicht nur Verschiebungsvektoren sondern auch Geschwindigkeiten und die Nachbearbeitung der Bilder zu ermöglichen müssen die Bilder in ein 8 Bit Graustufenbild umgewandelt werden. Bei einem 8 Bit Bild kann jedem Pixel des Fotos eine der 256 (2^8) Graustufen zugeordnet werden. Das Histogramm stellt die Häufigkeitsverteilung der Graustufen von 0=schwarz bis 256=weiß eines Fotos dar.

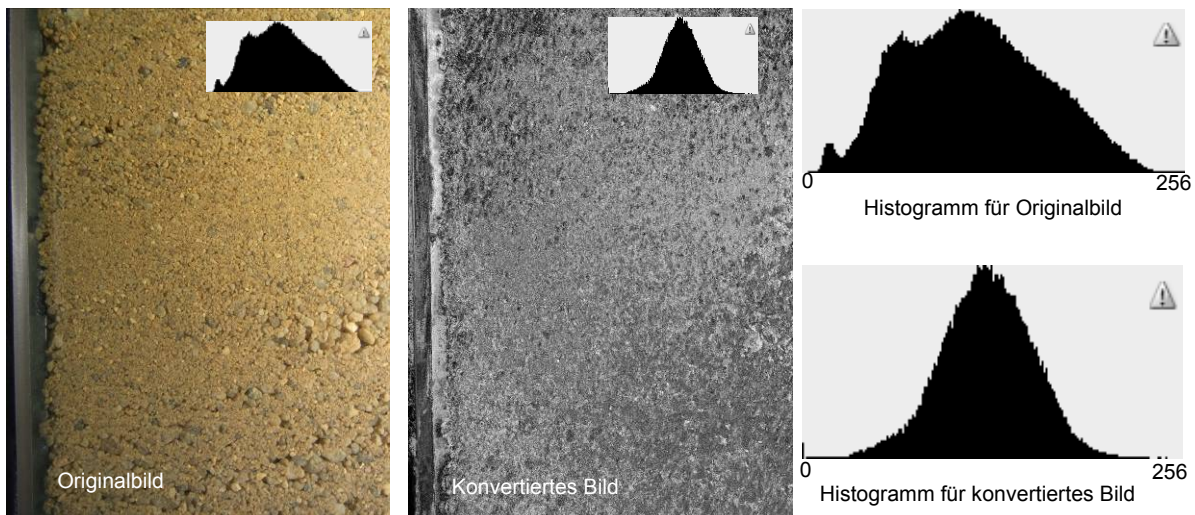


Abbildung 3-6: Umwandlung eines 24 Bit Bildes in ein 8 Bit Bildes

Bei digitalen Kameras werden Fotos im jpeg bzw. alternativ im Rohdatenformat des Kameraherstellers abgespeichert. Diese Bilder besitzen meist eine Farbtiefe von 24 Bit, entsprechend $2^{24} = 16,7$ Millionen Farbtönen, wobei diese wiederum aus den drei Farben Rot, Grün und Blau mit jeweils 8 Bit Farbtiefe also 256 Farbtönen zusammengesetzt sind. Die Software arbeitet jedoch mit 256 Farbtönen, entsprechend 8 Bit. Daher sollten die Bilder vor dem Einlesen in die Software zuerst in ein 8 Bit Graustufen Bild

umgewandelt werden. Dies kann mittels MatLab erfolgen, da bei der eigentlichen Untersuchung der PIV Methode ebenfalls ein Code (PIVLab) für MatLab verwendet wird, ist diese Vorgehensweise empfehlenswert. Mit dem nachstehenden Code für MatLab lassen sich Bilder mit den Datennamen 01, 02, ..., i automatisiert vom 24 Bit jpeg Format in das 8 Bit jpeg Format konvertieren und in den Dateien IC_01, IC_02, ..., IC_i ausgeben, mit welchem die weitere Analyse mit der PIV Methode durchgeführt wird.

```
for x=1:i
    pic=strcat(' 0', num2str(x), '.jpg');
    pic2=strcat(' IC_0', num2str(x), '.jpg');
    rgbimage = imread(pic);
    indimage=rgb2ind(rgbimage, 256)
    imwrite(indimage, pic2, 'jpg');
end
```

Mit dem Befehl „`info = imfinfo('filename')`“ lassen sich die Informationen des Bildes in MatLab ausgeben. Dies sollte stichprobenartig durchgeführt werden, um zu kontrollieren ob die Bilder vom true color Format (Bilder mit 24 Bit Farbtiefe) in das indexed color Format (Bilder mit 8 Bit Farbtiefe) konvertiert wurden. Hier können auch weitere wichtige Informationen zum Bild bzw. zur Aufnahme, wie zum Beispiel die Verschlusszeit und die Blendenöffnung ausgelesen werden. Inwieweit die Werte die Aufnahme beeinflussen wird nachstehend erläutert.

Abbildung 3-6 zeigt die Umwandlung eines Bildes vom 24 Bit Format in das 8 Bit Format. Hierbei ist ersichtlich, dass das Histogramm für das 24 Bit Format Bild deutlich breiter gestreut ist, als das Histogramm für das 8 Bit Format Bild. Dies zeigt, dass bei der Umwandlung der Bilder entsprechend Information verloren geht. Je breiter sich das Histogramm eines Bildes zeigt, desto kontrastreicher ist dieses Bild. Bei kontrastreichen Bildern muss weniger Rechenleistung aufgewandt werden als bei kontrastarmen Bildern um bei der PIV – Analyse dieselben Ergebnisse zu erzielen.

3.5.2. Anwendung der PIV – Methode

Die PIV – Methode wird bei dem Versuchsaufbau durch eine Sichtfensterverglasung aus Verbund sicherheitsglas (VSG) realisiert, welche eine Einsicht in das Bodenpaket erlaubt (Abbildung 3-7). Hierbei wird auf VSG zurückgegriffen, da sich diese zum einen, im Gegensatz zu Acrylglasscheiben, eine höhere Kratzfestigkeit aufweisen und zum anderen sich diese nicht elektrostatisch aufladen, welches eine Haftung von Feinteilen auf der Scheibe zur Folge haben kann. Das Sichtglasfenster wird möglichst nahe der seitlich beweglichen Wand angeordnet und sitzt in der Höhenlage auf der Ebene der Geogitterlage (siehe Kapitel 3.2).

Zur Aufnahme der digitalen Fotografien wird eine digitale Kompaktkamera mit 10,1 Megapixeln herangezogen. Diese wird mittels L-Profiles am Rahmentragwerk des Versuchstandes fixiert um eine stabile Lage der Kamera über die Versuchszeit zu gewährleisten.

Das Sichtglasfenster wird während des Versuches mit einem Halogenscheinwerfer mit 400 Watt belichtet um über die gesamte Versuchsdauer eine möglichst einheitliche Belichtung und somit möglichst qualitativ hochwertige digitale Aufnahmen zu erzielen.

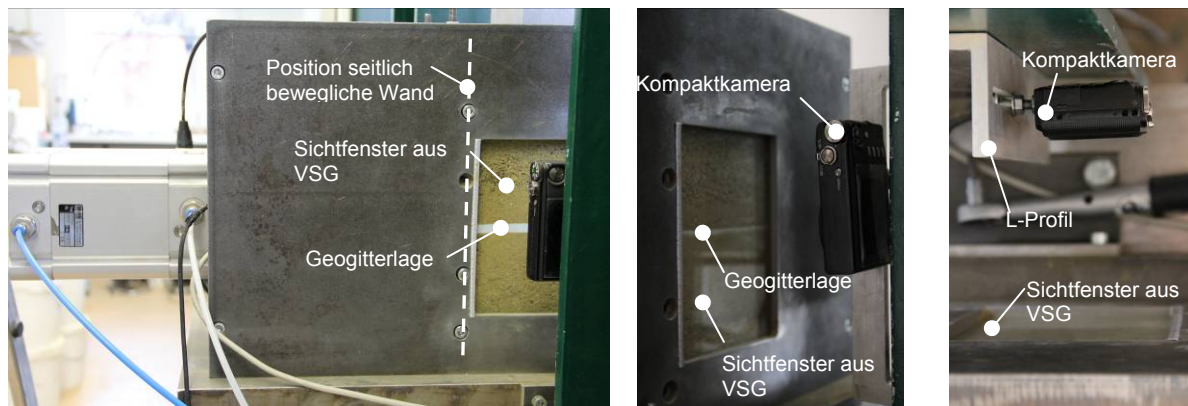


Abbildung 3-7: Sichtfenster aus VSG und Befestigung Kompaktkamera

3.5.3. Aufnahmespezifische Einflüsse

Die Qualität der Aussage über die Verschiebungen als Ergebnis der PIV Methode wird vor allem von der Qualität der aufgenommenen Fotografien beeinflusst. Die Qualität der Aufnahmen wird hier mit Hilfe des Histogramms, welches als Grundlage der PIV – Auswertung dient, definiert. Werden zwei Fotografien eines identen Motives in absoluter Ruhelage in einem Zeitintervall aufgenommen, wird die höchste Qualität erreicht wenn die Histogramme der beiden Fotografien deckungsgleich sind. In der Realität werden jedoch die beiden Histogramme voneinander abweichen. Dies liegt zum einen an einer veränderten äußeren Belichtung und zum anderen an den spezifischen Eigenschaften einer digitalen Kamera. Das heißt Qualität kann nicht mit der Anzahl der einzelnen Pixel einer Fotografie definiert werden.

Da die natürliche Belichtung einer Schwankung ausgesetzt ist, reicht diese allein nicht aus um Aufnahmen entsprechender Qualität zu erstellen. Hierbei muss das Objekt dementsprechend so stark künstlich belichtet sein, sodass äußere unetliche Lichtquellen überstrahlt werden und somit der Einfluss dieser Lichtquellen auf die Aufnahme möglichst gering gehalten wird. Ist dieser Einfluss durch eine entsprechende Belichtung minimiert müssen noch Anforderungen an die verwendeten Aufnahmeeinstellungen Digitalkamera gestellt werden.

Hierbei sind vor allem die Verschlusszeit, die Blendenöffnung und die Brennweite des Objektivs, die ISO Einstellung, der Weißabgleich, die Fokussierung und die Belichtungsmessung von Relevanz. Die Verschlusszeit definiert die Zeit, die ein Foto zur Aufnahme benötigt. Werden bewegte Objekte mit hohen Verschlusszeiten aufgenommen tritt Bewegungsunschärfe auf. Daher ist vor allem bei der vorgesehenen dynamischen Belastung mit einer Frequenz von 5 [Hz] darauf zu achten, dass die Verschlusszeit gering gehalten wird. Die Fotos werden mit Verschlusszeiten von $<1/500$ [s] aufgenommen.

Weiters ist die Öffnung der Blende des Objektivs für die Qualität entscheidend. Bei kleinen Blendenzahlen, entspricht einer weiten Öffnung der Blende, ist der Tiefenschärfebereich geringer als bei hohen Blendenzahlen. Daher wird grundsätzlich empfohlen mit höheren Blendenzahlen ($\sim 7,6$) aufzunehmen, obwohl dies beim Abbilden einer Ebene parallel zum Sensor weniger Einfluss hat.

Die Brennweite des Objektivs sollte nicht im Weitwinkelbereich liegen. Das heißt die Brennweite soll zumindest 35mm betragen um Vignettierung und optische Verzeichnung zu verhindern. Vignettierung

stellt sich als Randabschattung also dunklere Randbereiche dar. Die optische Verzeichnung ist bei aufgenommenen parallelen Linien im Weitwinkelformat ersichtlich. Diese parallelen Linien verbiegen bzw. verziehen sich tonnenförmig an den Bildrändern. Daher werden Geraden im Randbereich nicht mehr als solche abgebildet. Dies ist besonders bei extremen Weitwinkelobjektiven, sogenannten Fisheye Objektiven ersichtlich.

Um auf die Wahl der ISO Einstellung eingehen zu können muss zuerst auf den Bildsensor einer digitalen Kamera eingegangen werden. Der Bildsensor mit seinen Abmessungen besitzt der auflösenden Pixelanzahl entsprechenden Fotoioden. Diese wandeln das eintreffende Lichtsignal in ein elektrisches Signal um. Wie jeder Sensor besitzt auch der Fotosensor ein Grundrauschen, also eine Ungenauigkeit in den elektrischen Signalen. Je höher dieses Rauschen desto uneinheitlicher wird ein und dieselbe Farbe abgebildet. Bei zu geringer Beleuchtung des Motives kann die ISO Empfindlichkeit, entspricht der Lichtempfindlichkeit des Sensors, gesteigert werden. Dadurch wird das elektrische Signal, das der Sensor abgibt verstärkt. Infolgedessen verstärkt sich jedoch ebenso das Rauschen. Um dieses Rauschen gering zu halten werden die Fotografien für die PIV Analyse mit einer geringen ISO Empfindlichkeit von 80 erstellt. Weiters wird angemerkt, dass eine erhöhte Pixelanzahl bei einem gleich großen Sensor ebenso zu erhöhtem Rauschen führt. Aus diesem Grund sind die 10 Megapixel, die die verwendete Kompaktkamera abbildet für dessen Sensorgröße ausreichend.

Der Weißabgleich dient bei digitalen Kameras um bei verschiedenen Belichtungsverhältnissen die Farbe Weiß auch als Weiß darstellen zu können. Bilder die einen nicht akkuraten Weißabgleich für die bestehenden Lichtverhältnisse besitzen, weisen meist einen Farbstich auf, der in der Abbildung der weißen Farbe meist besonders auffällt. Um einen einheitlichen Weißabgleich zu erhalten wird dieser manuell mit 3200 [K] geregelt, welcher grundsätzlich die Farbtemperatur von Kunstlicht darstellt.

Die Fokussierung soll ebenfalls manuell durchgeführt werden, um jeweils exakt den gleichen Tiefenschärfebereich des Objektes abbilden zu können.

Die Belichtungsmessung soll wenn möglich ebenso ausgeschaltet werden und die Belichtungseinstellungen (Blendenzahl und Verschlusszeit) manuell definiert werden. Ist dies für die verwendete Kamera nicht möglich, ist auf eine Spotbelichtungsmessung zurückzugreifen. Bei dieser Methode werden die Belichtungseinstellungen aus dem Lichteinfall direkt in der Mitte des Sensors eingestellt. Dies führt bei annähernd konstanter Belichtung, die bei dem Versuch auftritt, zu konstanten Verschluss und Blendenzahlen. Die Auswirkungen der oben genannten Kameraeinstellungen werden in der Abbildung 3-8 zusammengefasst.









Verschlusszeit		
	Verschlusszeit: 1/40	Verschlusszeit: 1/200
Blendenzahl		
	Blendenzahl: f/2,8	Blendenzahl: f/22
ISO - Lichtempfindlichkeit		
	ISO 120	ISO 1600
Weißabgleich		
	4000 [K]	7000 [K]

Abbildung 3-8: Auswirkungen von Kameraeinstellungen auf die Aufnahmen

3.5.4. Vorgehensweise bei der PIV – Analyse

Als Grundlage für die PIV – Analyse dienen die während der Versuchsdurchführung aufgenommenen Fotografien. Es wird jeweils vor und nach jeder Aufbringung der dynamischen Belastungskombination erstellt. Diese werden mit dem Programm MatLab vom 24 Bit Format in das 8 Bit Format umgewandelt. Die PIV – Analyse selbst wird mit dem frei zugänglichen Programmcode für MatLab, namens PIVlab, durchgeführt. Die umgewandelten Abbildungen werden in das Programm geladen, in welchem zuerst eine sogenannte „Region of Interest“ definiert werden kann (Abbildung 3-9 a). Bereiche außerhalb dieser definierten Fläche werden bei der Berechnung nicht herangezogen. Bereiche die unbeweglich sind können so aus der Berechnung ausgeschlossen werden und infolgedessen wird die Berechnungszeit minimiert.

Anschließend muss ein Suchbereich und eine Verschiebung des Suchbereiches jeweils in der Einheit von Pixel angegeben werden (Abbildung 3-9 c). Diese Einstellungen beeinflussen die Qualität der erhaltenen Ergebnisse maßgebend. Daher wird auf diese beiden Einstellungen näher eingegangen. Der Suchbereich definiert die Größe des untersuchten Quadranten und die Verschiebung definiert die Anzahl der untersuchten Quadranten.

Jeder Quadrant besteht aus einer Anzahl an Pixel, welche mit der Größe des Suchbereiches festgelegt wird. Jedem Pixel wird eine Zahl zwischen 0 und 256, entsprechend dem Histogramm, zugewiesen (0=schwarz, 256=weiß). Dies wird an alle Quadranten in allen Fotografien angewandt. Der Quadrant wird somit durch eine Matrix repräsentiert (Abbildung 3-9 c). Der Bewegungsfortschritt zwischen zwei Fotografien wird ermittelt, indem durch eine Kreuzkorrelation die beiden Matrizen ermittelt werden, welche die bestmögliche Übereinstimmung miteinander besitzen. Zwischen diesen beiden Quadranten wird als Ergebnis ein Vektor geplottet. Je kleiner der Suchbereich definiert wird umso ungenauer werden die Ergebnisse der Untersuchung. Da bei diesen Laborversuchen ein Sand untersucht wird, der einen geringen farblichen Kontrast aufweist, stellt sich das Histogramm der Abbildungen des Sandes als ein sehr enges dar. Dies führt dazu, dass ein überdurchschnittlich großer Suchbereich von 400 Pixeln gewählt werden muss um akkurate Ergebnisse zu erhalten. Es wird jedoch angemerkt, dass infolge der Erhöhung des Suchbereiches die Rechenzeit exponentiell ansteigt.

Die Anzahl der Quadranten und somit auch die Anzahl der Vektoren im Ergebnis wird durch die Verschiebung des Suchbereiches festgelegt. Bei diesen Untersuchungen wird eine Verschiebung von 75 Pixeln angewandt. Eine geringe Pixelanzahl bei der Verschiebung führt zu einer größeren Anzahl an Vektoren in den Ergebnissen, jedoch erhöht sich die Berechnungszeit für die Analyse.

Anschließend kann mit der Untersuchung der PIV – Analyse begonnen werden. Als Ergebnis wird ein Plot von Vektoren erhalten, welche darstellen, wie sich die einzelnen Quadranten im Bild bewegt haben (Abbildung 3-9 d). Meist müssen diese Ergebnisse validiert und korrigiert werden, da es durch die Kreuzkorrelation dazu kommen kann, dass Quadranten nicht plausible Bewegungen vollziehen. Daher ist der nächste Schritt die, vom Programm bereitgestellte, Vektor Validierung durchzuführen.

Zur Validierung der Vektoren kann ein Scatter Plot der vertikalen und der horizontalen Geschwindigkeiten angezeigt werden (Abbildung 3-9 e). In diesem Diagramm lassen sich die die Geschwindigkeitsbe-

reiche erkennen. Die Ergebnisse der Geschwindigkeiten sollten sich in einem Bereich konzentrieren. Dieser Bereich kann durch ein Rechteck definiert werden und die Geschwindigkeiten außerhalb diesen Bereiches können vernachlässigt und ausgeblendet werden. Die Vektoren die zu den ausgeblendeten Geschwindigkeiten zuzuordnen sind werden ebenfalls ignoriert und zwischen den bleibenden Vektoren interpoliert. Diese interpolierten Vektoren unterscheiden sich durch die orange Farbe zu den original berechneten, welche grün dargestellt werden (Abbildung 3-9 f).

Abschließend muss dem Bild eine Referenzlänge zugewiesen werden um definieren zu können welche Länge ein Pixel besitzt (Abbildung 3-9 g). Dies wird dadurch erreicht, indem sich am äußeren Bildrand ein nicht beweglicher Bildabschnitt befindet, welcher eine Messskala aufweist. Im Programm kann nun anhand dieses Maßstabes dem Bild eine Länge zugewiesen werden.

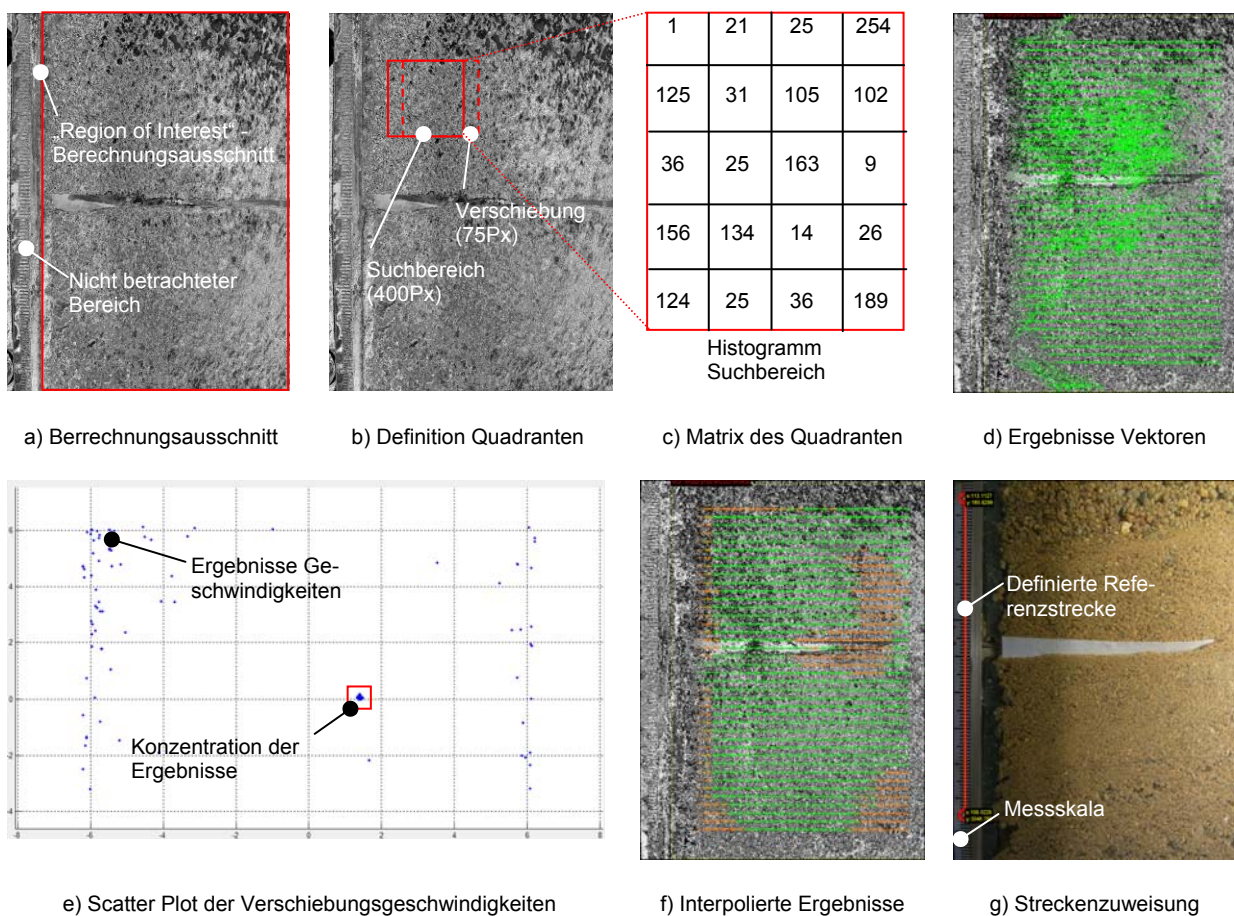


Abbildung 3-9: **Vorgehensweise der PIV – Analyse mit Hilfe des Programms PIVlab**

Nach diesem Prozess können Ergebnisse, wie „Vorticity“, „u-component“ und „v-component“ der Vektoren erstellt werden. Es können ebenso Schnitte durchgeführt werden, an denen die Ergebnisse geplottet werden können. Die Ergebnisse der PIV – Analyse für einen unbewehrten, lose bewehrten, permanent vorgespannten und temporär vorgespannten Versuch sind dem Kapitel 7.5 zu entnehmen.

4. VERSUCHSMATERIALIEN – GEOKUNSTSTOFFBEWEHRTES BODENPAKET

Das geogitterbewehrte Bodenpaket lässt sich in die beiden Hauptkomponenten Boden und Geokunststoff unterteilen, deren Eigenschaften nachfolgend separat näher erläutert werden.

4.1. Boden

Der zu untersuchende Boden sollte keine Kohäsion aufweisen und trocken geprüft werden. Durch die letztere Bedingung kann das Auftreten des Phänomens der Bodenverflüssigung (engl. „liquefaction“), welches Auswirkungen auf das Tragverhalten des Bodens hat, ausgeschlossen werden. Im Weiteren werden die im Vorhinein ermittelten und somit bekannten bodenmechanischen Eigenschaften des untersuchten Bodens beschrieben. Abbildung 4-1 zeigt eine Veranschaulichung des untersuchten Bodens.



Abbildung 4-1: **Bodenprobe**

4.1.1. Sieblinie

Die Sieblinie wurde im Versuchslabor des Ingenieurbüros IBH – Herold und Partner Ingenieure, Weimar (2007 und 2010) ermittelt. Vier Probenentnahmen des Sandes wurden der Sieblinienanalyse unterzogen und die Ergebnisse dieser sind in Tabelle 4-1 und Abbildung 4-2 zusammengefasst. Es wird erkannt, dass die Streuung des Sieblinienverlaufes der vier Proben sich nur marginal voneinander unterscheiden. Die aktuellen Proben des Sandes werden gesichtet und aus allen Proben wird eine Mischprobe erstellt (MP01) die für die weiteren dynamischen Untersuchungen des geokunststoffbewehrten Bodenpaketes verwendet wird. Zwei Proben werden für die Versuchsdurchführung ausgeschlossen, da diese einen höheren Wassergehalt als die anderen Proben aufweisen.

Labornummer	MP25	MP29	MP35	MP01
Ungleichförm. U [-]	2,9	2,8	2,8	2,9
Krümmungszahl C _c [-]	1,0	1,0	0,9	0,9
d ₁₀ /d ₆₀ [-]	0,386/1,105=0,35	0,401/1,136=0,35	0,445/1,223=0,36	0,499/1,443=0,31
Anteil <0,063 mm [%]	2,0	1,9	1,9	8,5E ⁻³

Tabelle 4-1: Kennwerte aus der Sieblinienanalyse

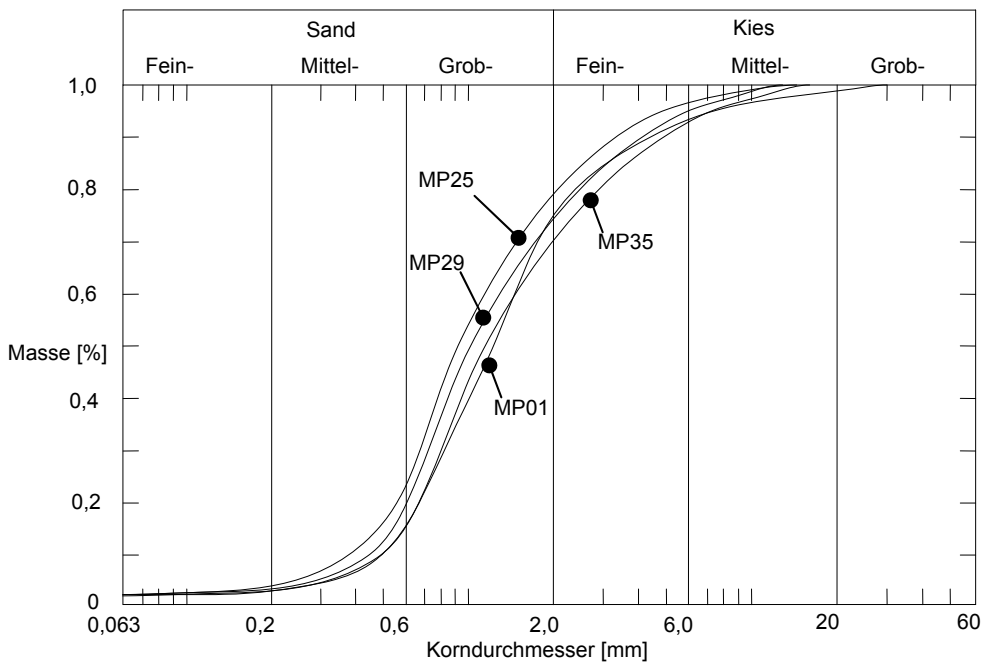


Abbildung 4-2: Sieblinie der Mischprobe MP25, MP29 und MP35 (Versuch aus 2007) MP01 (Versuch aus 2010)

4.1.2. Wassergehalt

Der Wassergehalt der Probe wird untersucht um eine Aussage darüber treffen zu können, ob eine Trocknung des Sandes vor Versuchseinbau notwendig ist.

Wie in Kapitel 4.1.1 schon angeführt ist wird aus allen Proben eine Mischprobe MP01 erstellt, ausgeschlossen sind jedoch die beiden Proben (GP10, GP11), welche augenscheinlich einen höheren Wassergehalt aufweisen. Bei diesen wird der Wassergehalt gesondert untersucht. Die Mischprobe MP01 weist einen Wassergehalt von 0,23 % auf. Dieser Wassergehalt ist in einem Bereich, in dem eine vorgeschaltete Trocknung als unnötig erachtet wird. Die Proben GP10 und GP11 weisen mit Werten von 3,24 und 2,50 % einen höheren Wassergehalt als die Mischprobe auf. Daher werden diese Proben aus dem Versuch ausgeschlossen.

4.1.3. Korndichte

Die Korndichte wurde ebenfalls im Versuchslabor des Ingenieurbüros IBH – Herold und Partner Ingenieure, Weimar ermittelt. Die mittlere Korndichte aus drei Versuchen ergibt sich zu 2,641 [g/cm³].

4.1.4. Lagerungsdichte

Die lockerste und dichteste Lagerung wurde an der Materialforschungs- und Prüfanstalt an der Bauhausuniversität Weimar durchgeführt. Für die Bestimmung der dichtesten Lagerung wurden drei Teilversuche durchgeführt, hingegen zur Bestimmung der lockersten Lagerung wurden 6 Teilversuche durchgeführt. Tabelle 4-2 liefert eine Übersicht der Ergebnisse für die lockerste Lagerung und Tabelle 4-3 liefert eine Übersicht der Ergebnisse für die dichteste Lagerung.

Teilversuch [-]	1	2	3
Probenvolumen [cm³]	801,53	797,73	808,18
Trockenmasse [g]	1468,2	1470,1	1443,9
Trockendichte [g/m³]	1,832	1,843	1,787
Mittelwert Trockendichte [g/m³]	1,821		
Porenanteil n [-]	0,3105		
Porenzahl e [-]	0,4503		

Tabelle 4-2: Kennwerte für die dichteste Lagerung

Teilversuch [-]	1	2	3	4	5	6
Trockenmasse [g]	11744,8	11748,3	11721,6	11719,9	11720,7	11728,2
Trockendichte [g/m³]	1,525	1,529	1,501	1,499	1,500	1,508
Mittelwert Trockendichte [g/m³]	1,510					
Porenanteil n [-]	0,4282					
Porenzahl e [-]	0,7490					

Tabelle 4-3: Kennwerte für die lockerste Lagerung

4.1.5. Scherparameter

Die Scherparameter des Sandes (MP25, MP29 und MP35) wurden mittels eines Großrahmenschergerätes mit drei Konsolidierungsspannungen (60, 100 und 200 kN/m²) und ebendiesen vertikalen Auflasten am Versuchsstand der Materialforschungs- und Prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar ermittelt. Die Konsolidierungsphase dauerte eine Stunde. Tabelle 4-4 gibt eine Übersicht über die Ergebnisse. Die ermittelten Scherparameter sind ein Reibungswinkel φ von etwa 34° und eine Kohäsion c von etwa 0,8 kN/m².

Auflast [kN/m ²]	60	100	200
Einbauwassergehalt [%]	12,10	12,39	12,58
Einbaudichte [g/cm ³]	1,808	1,823	1,823
Trockendichte [g/cm ³]	1,623	1,622	1,619
Ausbauwassergehalt [%]	-	16,02	15,56
Normalspannung bei Bruch [kN/m ²]	57,5	97,7	197,6
Bruchspannung [kN/m ²]	35,70	69,53	131,90
Setzung bei Bruch [mm]	3,31	1,24	1,96
Reibungswinkel φ [°]	34,01		
Kohäsion c [kN/m ²]	0,82		

Tabelle 4-4: **Ergebnisse aus Großrahmenscherversuch**

4.1.6. Steifigkeitsparameter

Die Steifigkeitsparameter wurden einerseits durch einem eindimensionalen Kompressionsversuch an der Materialforschungs- und Prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar ermittelt. Weiters wurden Triaxialversuche und Resonant-Column-Versuche von der Technischen Universität Bergakademie Freiberg durchgeführt welche zur Definition der Kennwerte des Hardening Soil Materialmodelles mit Small Strain Stiffness (kurz: HSS) dienen. Beim Resonant Column Versuch wird die Bodenprobe durch eine harmonische Anregung mit Kompressions- und Scherwellen belastet aus denen sich der der Elastizitätsmodul beziehungsweise der Schubmodul ermitteln lässt.

Der eindimensionale Kompressionsversuch lieferte die in Tabelle 4-5 zusammengefassten Ergebnisse. Diese Ergebnisse stammen aus der Untersuchung der Bauhaus-Universität Weimar, wobei angemerkt werden muss, dass der Ausbauwassergehalt von 18,11 % hinterfragt werden muss.

Einbauwassergehalt [%]	1,88	
Ausbauwassergehalt [%]	18,11	
Einbaudichte [g/m ³]	1,644	
Trockendichte [g/m ³]	1,614	
Ausbaudichte [g/m ³]	1,906	
Steifemodul E_s für Eisbelastung und Laststufe in [MN/m ²]	0 – 8 [kN/m ²]	15,8
	8 – 50 [kN/m ²]	20,8
	50 – 100 [kN/m ²]	39,6
	100 – 200 [kN/m ²]	49,5

Tabelle 4-5: **Ergebnisse aus eindimensionalen Kompressionsversuch**

Beim Triaxialversuch wurden die Proben mit vier verschiedenen Spannungsniveaus isotrop vorkonsolidiert um diese anschließend durch Erhöhung der Vertikallast zum Bruch zu führen. Eine Ent- und Wiederbelastungsschleife wurde im Vorbruchbereich bei einer vertikalen Deformation ε_v von 1 % gefahren. Aus dieser ergeben sich die Steifigkeitseigenschaften für den Ent- und Wiederbelastungsbereich. Weiters wurde ein Resonant-Column-Versuch durchgeführt. Die Sammlung der Ergebnisse beider Versuche findet sich in Tabelle 4-6 und beinhaltet alle Materialparameter, die zur Definition des HSS – Modells benötigt werden.

Einbaudichte ρ [g/cm ³]	1,84	Einbautrockendichte ρ_d [g/cm ³]	1,763
Wassergehalt w [%]	4,3	Porenzahl e [-]	0,498
Kohäsion c [kN/m ²]	1,0	Reibungswinkel f [°]	38,3
Referenzspannung p^{ref} [kN/m ²]	100,0	Dilatanzwinkel ψ [°]	6,02
Referenzwert des Steifemoduls E_{oed}^{ref} [kN/m ²]	79400,0	Steifeexponent m [-]	0,88
Referenzwert des Steifemoduls bei Ent- und Wiederbelastung E_{ur}^{ref} [kN/m ²]	145900,0	Referenzwert des Elastizitätsmoduls bei halber Scherbruchspannung E_{50}^{ref} [kN/m ²]	53900,0
Spannungsverhältnis R_f [-]	0,84	Querdehnzahl bei Ent- und Wiederbelastung ν_{ur} [-]	0,28
Referenzwert der Schubdehnung bei etwa 72,2% Abminderung des Schubmoduls $\gamma_{0,7}$ [-]	$6,89 \cdot 10^{-4}$	Referenzwert des Schubmoduls bei kleinen Dehnungen G_0^{ref} [kN/m ²]	98400,0

Tabelle 4-6: Ergebnisse aus dem Triaxialversuch sowie aus dem Resonant-Column-Versuch

4.2. Geokunststoff

Der Begriff Geokunststoff ist ein Sammelbegriff für eine breite Palette an Produkten, welche verschiedene Funktionen im Verkehrswegebau, Grundbau und Tunnelbau erfüllen. Die großen Anwendungsbereiche von Geokunststoffe sind unter anderem das Trennen verschiedener Bodenschichten um das Durchmischen dieser zu verhindern, das Filtern zweier Lagen um das Zurückhalten der Feinteile zu gewährleisten, das Drainieren, das Schützen vor mechanischer Beschädigung von empfindlichen Bauteilen und das Bewehren des Bodens um die Tragfähigkeit zu erhöhen. Das Hauptaugenmerk wird auf Geokunststoffe gerichtet, die bei der Bewehrung von Bodenschichten zur Anwendung kommen. Der Oberbegriff Geokunststoff lässt sich in folgende Untergruppen differenzieren:

- Geotextilien (Gewebe, Vliesstoffe und Maschenware)
- Geogitter (gestreckte, gewebte, geraschelte und gelegte)
- Geoverbundstoffe
- Verwandte Produkte

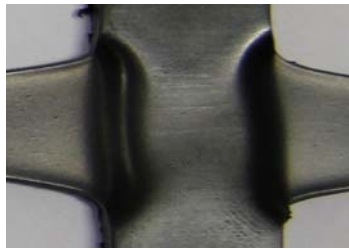
Bei den Versuchsdurchführungen sollen vorrangig Geogitter zur Anwendung kommen.

4.2.1. Herstellungsverfahren

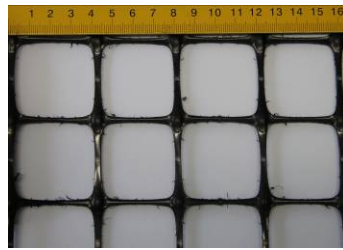
Zuerst soll auf die Herstellungsverfahren von Geogittern eingegangen werden. Bei der Produktion von Geogitter können diese gelegt, gewebt, verstreckt bzw. extrudiert werden. Gelegte Geogitter werden aus gestreckten Kunststoffstreifen hergestellt, die übereinandergelegt werden und an den Kreuzungspunkten miteinander verbunden werden. Die Verbindung kann durch Verschweißung mittels Laser, verkleben oder aber geraschelt werden. Bei gewebten Geogittern wird der Verbund zwischen den gestreckten Kunststoffstreifen durch die rechtwinklig verkreuzte Anordnung erhöht. Verstreckte Geogitter werden aus gelochten Kunststoffdichtungsbahnen hergestellt. Um ein einaxiales Geogitter zu produzieren werden die gelochten Bahnen in eine Richtung gestreckt. Ein biaxiales Geogitter wird durch das anschließende Strecken in die zweite Richtung erzeugt.

Bei den Webeverfahren zur Herstellung eines Geogewebes kann man zwischen Bändchengewebe und Multifilamentgewebe unterscheiden.

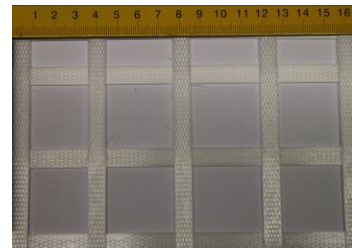
Abbildung 4-3 bietet einen Überblick der vorhin genannten Geokunststofferzeugnisse, es wird angemerkt, dass lediglich zwei Produktarten der hier genannten untersucht werden. Zum einen kommen zwei gelegte und zum anderen ein gewebtes Geogitter zur Anwendung.



a) Einfach gestrecktes Geogitter



b) Doppelt gestrecktes Geogitter



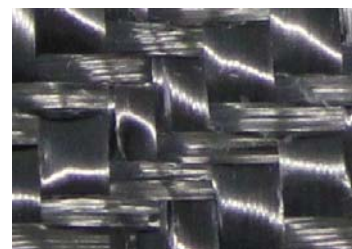
c) gelegtes, verklebtes Geogitter



d) gewebtes Geogitter



e) Bändchengewebe



f) Multifilamentgewebe

Abbildung 4-3: Überblick Geokunststoffarten

4.2.2. Ausgangsmaterialien

Als Ausgangsmaterialien zur Herstellung von Geokunststoffen können folgende Polymere zur Anwendung kommen:

- Aramide (AR)
- Polyamide (PA)
- Polyester respektive Polyethylterephthalat (PET)
- Polyethylen (PE, PEHD und PELD)
- Polypropylen (PP)
- Polyvinylalkohol (PVA)

Für die Versuchsdurchführung werden Geokunststoffe verwendet, die aus Polypropylen (PP) und Polyethylterephthalat (PET) hergestellt sind, verwendet. Diese Geokunststoffe weisen aufgrund der unterschiedlichen Ausgangsmaterialien verschiedene Steifigkeits- und Zugfestigkeitseigenschaften auf. Aus Abbildung 4-4 b) ist ersichtlich, dass Geokunststoffe, die aus PVA hergestellt sind, höhere Steifigkeiten aufweisen als Geokunststoffe, die aus PET und PE hergestellt sind.

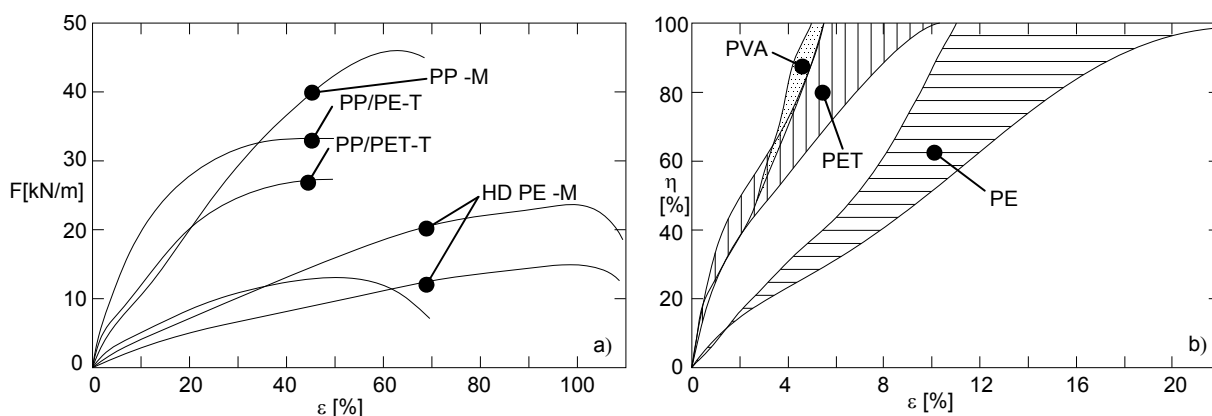


Abbildung 4-4: Last-Dehnungsdiagramm bzw. Belastungsgrad-Dehnungsdiagramm für a) Vliese und b) Geotextile und Geogitter (nach *EBGEO 2010*³³) in Abhängigkeit mit unterschiedlichen Ausgangsmaterialien

Die Kurzzugfestigkeit wird nicht nur durch die in Kapitel 4.2.1 erläuterten Herstellungsverfahren sondern auch durch das Ausgangsmaterial des Geokunststoffes beeinflusst. Die Abbildung 3-8: gibt einen Überblick über die Größenordnung der zu erwartenden Kurzzeitfestigkeit und den Einfluss der Herstellungsverfahren und der Rohstoffe auf diese. Diese Tabelle sollte eine Vorstellung über die Größenordnung der Kurzzeitfestigkeit und der Bruchdehnung liefern, die Spezifikationen von Geokunststoffen verschiedener Hersteller können durchaus von den hier angeführten Werten stark abweichen.

³³ EBGEO (2010): "Berechnung und Dimensionierung von Erdbaukörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Arbeitskreis 5.2

Rohstoff	Produktart	Typische Kurzzeitfestigkeit [kN/m]			Typische Bruchdehnung [%]	
		Von	Bis	Max	Von	Bis
AR	Gewebe und geraschelte Geogitter	40	1200	2200	2	4
	Gewebe	100	1400	2400	2	4
PE	Gewebe und geraschelt Geogitter	20	150	300	2	4
	Extrudierte Geogitter	40	150	200	10	15
	Gewebe	30	200	400	15	20
PET	Gewebe und geraschelte Geogitter	20	800	1200	8	15
	Gelegte Geogitter	20	400	500	6	10
	Gewebe	100	1000	1600	8	15
PP	Gewebe und geraschelte Geogitter	20	200	500	8	15
	Gelegte Geogitter	20	200	400	8	15
	Extrudierte Geogitter	20	50	50	8	20
	Gewebe	20	200	600	8	20
PVA	Gewebe und geraschelte Geogitter	30	1000	1600	4	5
	Gewebe	30	900	1800	4	5

Tabelle 4-7: Typische Kurzzugfestigkeit und Bruchdehnungen von Geokunststoffen (EBGEO 2010³⁴)

4.2.3. Mechanische Eigenschaften der ausgewählten Geokunststoffe

Bei der Versuchsdurchführung kommen drei Geogitterarten zur Anwendung. Das erste Geogitter stellt ein gewebtes Geogitter dar, welches aus Polyester (PET) hergestellt wird. Das zweite und das dritte Geogitter werden gelegt und verklebt angefertigt, besitzen somit dasselbe Herstellungsverfahren. Diese unterscheiden sich lediglich vom verwendeten Ausgangsmaterial. Das Geogitter 2 wird aus Polypropylen (PP) und das Geogitter 3 aus Polyester (PET) hergestellt.

Eine detaillierte Auflistung der Eigenschaften der Geogitter 1, 2, und 3 lässt sich aus der Tabelle 4-8 entnehmen. Abbildung 4-5 zeigt eine Veranschaulichung der verwendeten Geogitterarten, wobei das Geogitter 2 und das Geogitter 3 in ihrem Habitus ident sind und daher hier beispielhaft nur das Geogitter 2 abgebildet ist.

³⁴ EBGEO (2010): "Berechnung und Dimensionierung von Erdbaukörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen", Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Arbeitskreis 5.2

	Geogitter 1	Geogitter 2	Geogitter 3
Herstellungsverfahren	gewebt	gelegt und verklebt	gelegt und verklebt
Ausgangsmaterial	Polyester (PET)	Polypropylen (PP)	Polyester (PET)
Masse/Flächeneinheit [g/cm ²]	250	200	200
Höchstzugkraft md/cmd [kN/m]	50/50	40/40	40/40
Dehnung bei Nennfestigkeit [%]	9,0/9,1	6,9/8,6	5,4/6,5
Zugkraft bei 2% Dehnung [kN/m]	13/11	18/18	23/21
Zugkraft bei 3% Dehnung [kN/m]	18/15	24/24	30/26
Zugkraft bei 5% Dehnung [kN/m]	30/27	36/35	43/40
Maschenweite [m]	0,02/0,02	0,032/0,032	0,032/0,032

Tabelle 4-8: Eigenschaften der zu untersuchenden Geogitter

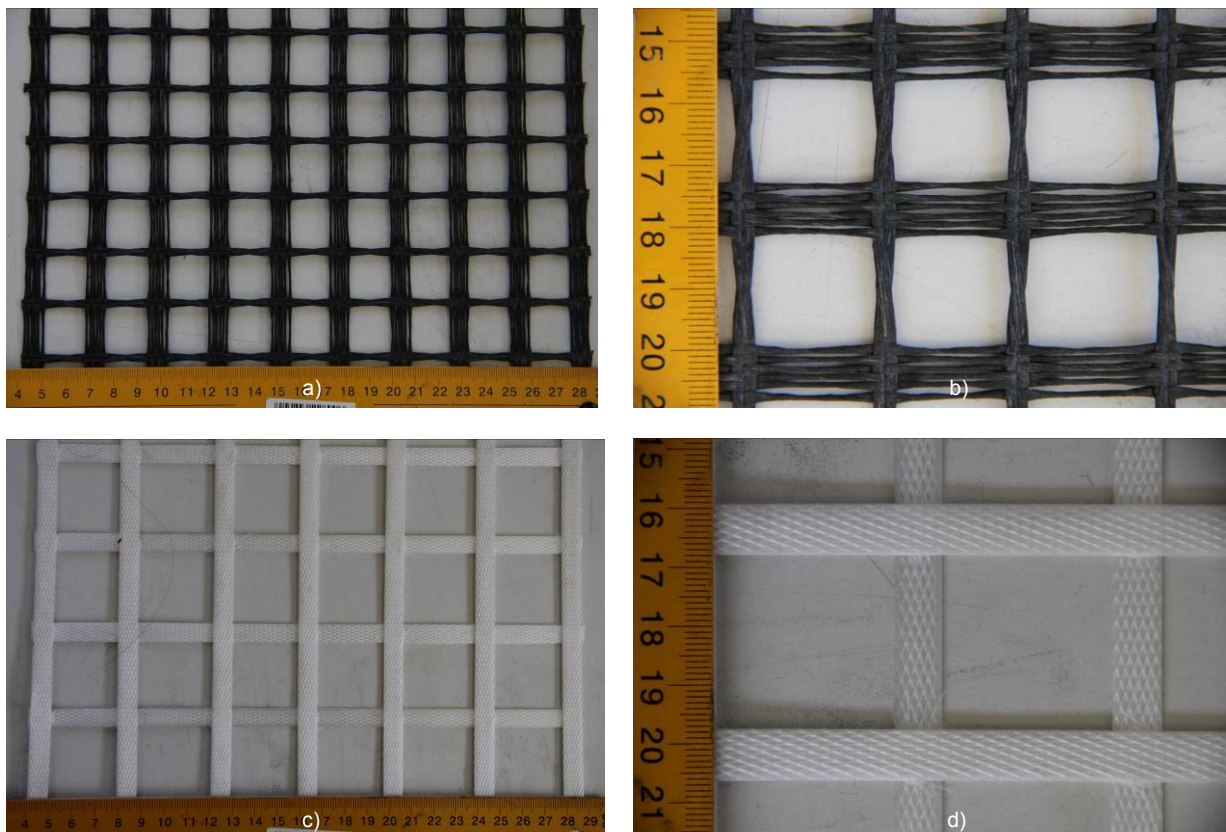


Abbildung 4-5: verwendete Geogitterarten: a) Geogitter 1, b) Knotendetail Geogitter 1, c) Geogitter 2 und 3 und d) Knotendetail Geogitter 2 und 3

5. VERSUCHSABFOLGE

Im weiteren wird der Ablauf eines Versuches beschrieben, wobei zuerst auf den Versuchseibau eingegangen wird. Anschließend werden die einzelnen Versuchsschritte der Versuchsreihen 1 und 2 chronologisch aufgelistet. Abschließend wird der Rückbau des Versuches nach der Versuchsdurchführung beschrieben.

Die einzelnen Schritte der Versuchsabfolge lassen sich in Hauptgruppen zusammenfassen, welche sich wie folgt auflisten lassen.

- Vorbereitung Versuchsbox
- Vorbereitung Boden
- Vorbereitung Geogitter
- Vorbereitung Geogitterbewehrtes Bodenpaket
- Versuchsdurchführung
- Nachbereitung

In weiterer Folge werden die einzelnen Schritte der Hauptgruppen näher beschrieben.

5.1. Vorbereitung Versuchsbox

Die Einzelteile der Versuchsbox werden von Verunreinigungen durch den Sand gesäubert. Ein besonderes Augenmerk wird auf die bewegliche Wand, die Kugelrollenlager und die Führungen derselben gelegt um eine möglichst reibungsarme Bewegung der Wand zu gewährleisten.

5.2. Vorbereitung Boden

Wie bei der Beschreibung des Bodens bereits erwähnt, wurde aus allen Proben des Sandes eine Mischprobe erstellt.

Auf eine Trocknung des Bodens kann auf Grund des geringen Wassergehaltes der Mischprobe von 0,23 % verzichtet werden.

Der einzufüllende Boden für die Bodenschicht 1 und 2 werden separat eingewogen. Es wird bei allen Versuchen dieselbe Masse an Sand eingefüllt um konstante Versuchsverhältnisse zu schaffen und eine Aussage über die Porenzahl treffen zu können.

Der Boden soll dicht eingebaut werden. Aus Tabelle 5-1 ist ersichtlich, dass sich der Boden in einem Lagerungsdichtebereich $D(5.9)$ von 0,5 bis 0,8 als mitteldicht darstellt. Wird eine Lagerungsdichte von

0,75 angenommen erhält man aus (5.9), mit den entsprechenden Kennwerten $n_{\min} = 0,31$ und $n_{\max} = 0,43$ des zu untersuchenden Sandes, einen entsprechenden Porenanteil n von 0,35, welcher wiederum einer Porenzahl e von 0,54 entspricht. Um diese Porenzahl beim Einbau zu gewährleisten muss für die erste Bodenschicht, welche ein Volumen von 9,375 [dm³] aufweist, Sand mit einer Masse von 16,076 [kg] eingefüllt werden. Die zweite Bodenschicht, welche ein Volumen von $V = 10,750$ [dm³] aufweist, muss demnach eine Masse von 18,436 [kg] aufweisen.

$$D = \frac{n_{\max} - n}{n_{\max} - n_{\min}} \quad (5.9)$$

Lagerungsdichte D	0,0 – 0,15	0,15 – 0,30	0,30 – 0,50	0,50 – 0,80	> 0,80
Benennung	Sehr locker	Locker	Mitteldicht	Dicht	Sehr dicht

Tabelle 5-1: **Bereiche der Lagerungsdichten in Verdichtungsgraden**

Die Dichte bei einer Proctordichte von 100 [%] beträgt 1800 [kg/m³]. Nach dem Einbau der beiden Bodenschichten mit den zuvor berechneten Massen und Verdichtung auf das zuvor ermittelte Volumen wird eine Proctordichte von 95,2 [%] erreicht

5.3. Vorbereitung Geogitter

Das Geogitter wird auf eine Breite von 0,25 m und eine Länge von 0,60 m zugeschnitten. An Engstellen bei Schrauben wird das Geogitter entsprechend zugeschnitten, wobei hierauf geachtet wird, dass vor allem beim Geogitter 1 kein Längsstrang des Geogitters durchtrennt werden muss.

5.4. Vorbereitung geogitterbewehrtes Bodenpaket

Die seitlich bewegliche Wand ist direkt mit dem Pneumatikzylinder über die Anschlussplatte verbunden. Zwischen der Anschlussplatte und des Pneumatikzylinders ist die Kraftmessdose zum aufnehmen der seitlichen Stützkraft zwischengeschaltet (Abbildung 5-1). Diese besitzt ebenso eine zugfeste Verbindung mit der Anschlussplatte. Die bewegliche Wand besteht aus zwei Teilen, zwischen welche das Geogitter eingebunden werden kann. In der geteilten beweglichen Wand befindet sich zwischen den beiden Teilen ein Schlitz von 5mm. Dieser wird bei unbewehrten Versuchen mit Metallblättchen verschiedener Dicke (2 mm, 1 mm und 0,5 mm) überbrückt. Der Luftschlitz am Randbereich der beweglichen Wand, sowie die Aussparung für die Schraube der Anschlussplatte wird mit Textilfaserklebeband verschlossen um ein Ausrieseln des Sandes bei unbewehrten Versuchen zu verhindern.

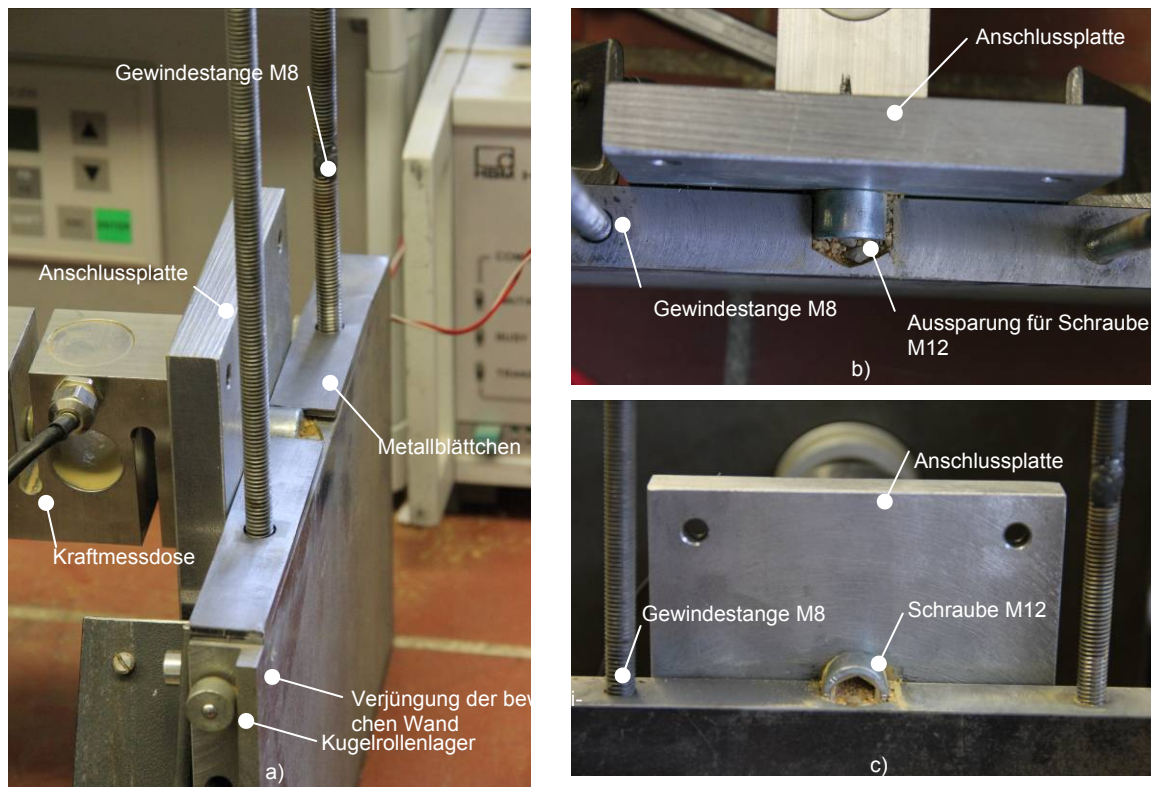


Abbildung 5-1: Anschlussdetail bewegliche Wand an Hydraulikzylinder

Bei bewehrten Versuchen werden einige Metallblättchen, abhängig von der Dicke des Geogitters, zwischen den beiden Wandteilen herausgenommen. Das Geogitter wird auf den unteren Teil der beweglichen Wand gelegt, wobei je nach Geogitterart die Hauptstränge an den Gewindestangen vorbeigeführt werden müssen (Abbildung 5-2). Der obere Teil der beweglichen Wand wird über die beiden Gewindestangen aufgesetzt. Im Randbereich der beweglichen Wand, bei dem die Dicke der beweglichen Wand verringert ist, wird ein Längsstrang des Geogitters durchgeführt. Infolge der geringeren Dicke der Wand an dieser Stelle wird die Einspannung des Längsstranges mit den beiden Wandteilen durch Einbringung von zwei Holzstückchen verbessert.

Diese weisen gemeinsam eine größere Dicke als die Aussparung in der beweglichen Wand auf und müssen somit zuerst zusammengedrückt werden. Durch diese Konstruktion wird ein ausreichender Verbund des Geogitters mit der beweglichen Wand gewährleistet um die entsprechenden Vorspannungen auf das Geogitter aufbringen zu können ohne dass ein Schlupf zwischen beweglicher Wand und eingespannten Geogitter auftritt. Durch Anziehen der Schrauben an den beiden in der beweglichen Wand befindlichen Gewindestangen werden die beiden Einzelteile der beweglichen Wand fest miteinander verbunden und das Geogitter zwischen diesen beiden Teilen eingespannt. Die bewegliche Wand wird an die Anschlussplatte durch vier Schrauben mit dem Hydraulikzylinder verbunden. Dadurch wird eine Verbindung erzielt über die sich sowohl Druck- als auch Zugkräfte aufbringen lassen. Wobei hier das überstehende Geogitter hinter der beweglichen Wand hochgeklappt wird und zwischen Anschlussplatte und beweglichen Wand nochmals befestigt wird. Die beiden Winkelprofile mit den Kugelrollenlager werden an der beweglichen Wand befestigt. Zudem wird hier das überstehende Geogitter ebenfalls

hochgeklappt und nochmals zwischen den Winkelprofilen und der beweglichen Wand befestigt (Abbildung 5-2).

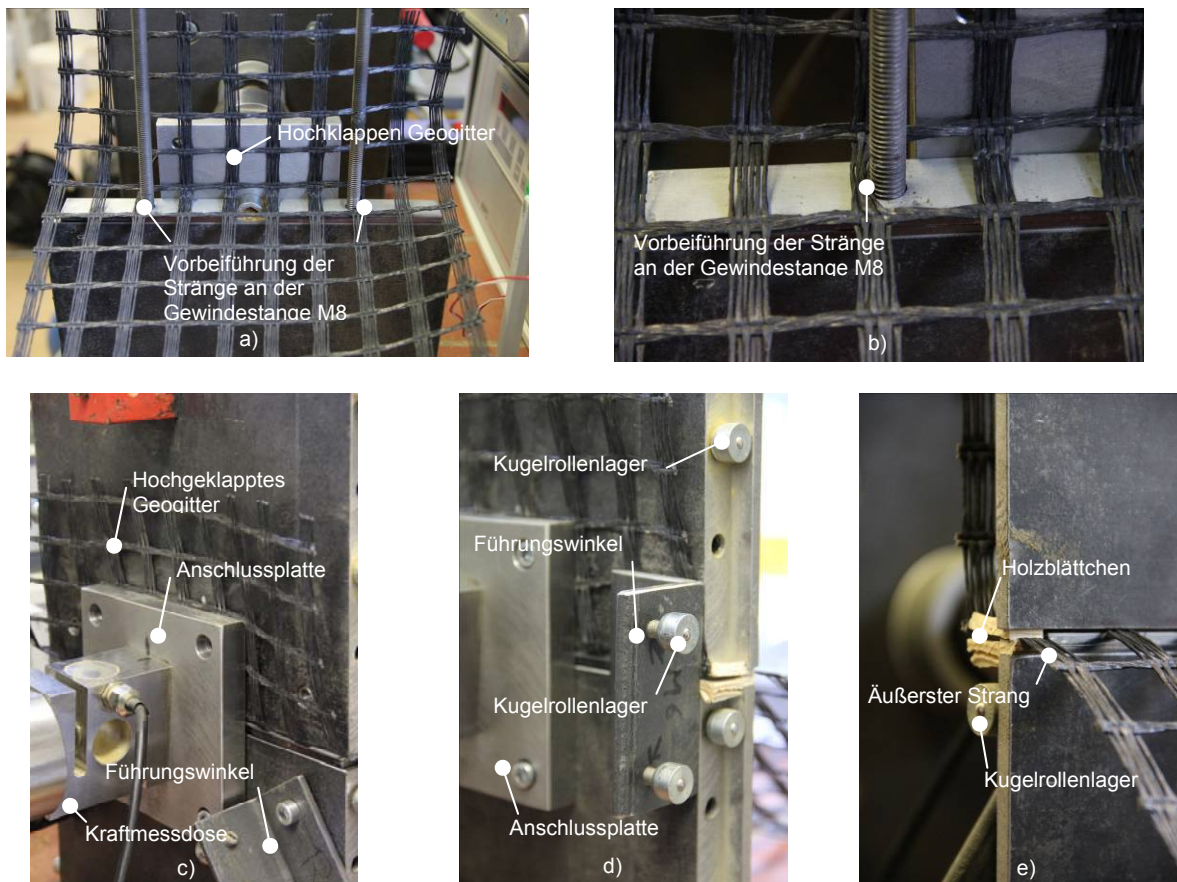


Abbildung 5-2: EInspannung des Geogitters in die bewegliche Wand

Die gesamte Frontkonstruktion des Versuches, bestehend aus der Seitenwand 2, dem Hydraulikzylinder, der Anschlussplatte und der beweglichen Wand, mit dem sich dazwischen befindlichen Geogitter, und kann stirnseitig in die Versuchsbox eingeschoben werden (Abbildung 5-4). Der Laserdistanzmesser und der induktive Wegaufnehmer werden am Boden der Versuchsbox mit den entsprechenden Befestigungsvorrichtungen angeschraubt. Die Kabel dieser Aufnehmer werden durch die Fasungen an der stirnseitigen Seitenwand vorbeigeführt. Diese Seitenwand wird mit der Versuchsbox verbunden. Die Seitenwand 2 wird an der Versuchsbox fixiert. Die Leichtgängigkeit der beweglichen Wand wird kontrolliert, beziehungsweise die Kraft, die für eine Verschiebung der Wand aufgebracht werden muss, wird ermittelt. Diese stellte sich im Regelfall in einem Bereich von 30 bis 60 [N] dar. Die bewegliche Seitenwand wird anschließend in ihre Nulllage geführt und mittels acht Schrauben in dieser Lage fixiert, um einen gefahrenlosen Einbau der Bodenschichten zu gewährleisten.

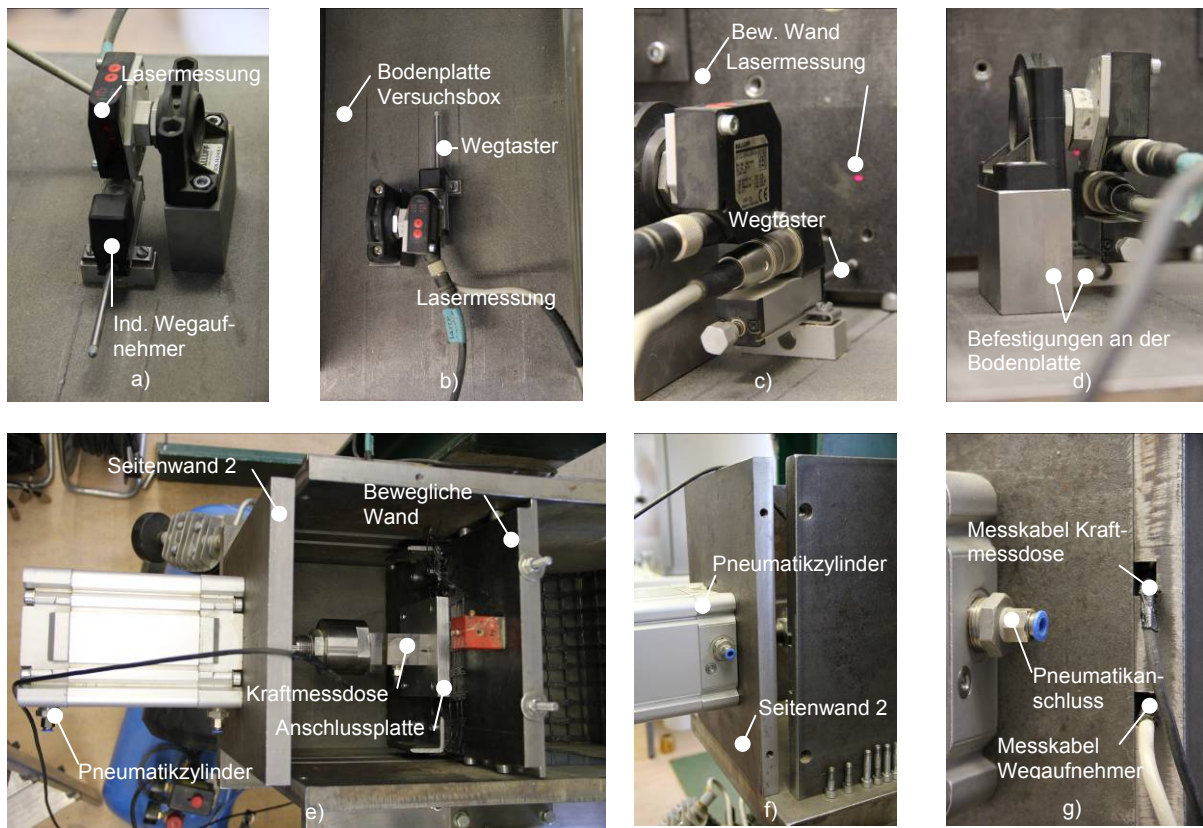


Abbildung 5-3: Einbau des Laserdistanzmessers und des Wegaufnehmers (a-d) und Einsetzen der Frontkonstruktion (e-f)

Die erste Bodenschicht wird mit der zuvor ermittelten Masse in die Versuchsbox lose eingeschüttet und mit einer Latte begradigt. Die Lastplatte, welche in späterer Folge ebenso zur Aufbringung der Belastungen dient, wird auf die erste Bodenschicht aufgesetzt. Durch manuelles Verdichten, wird die Bodenlage auf die gewünschte Höhe reduziert, sodass für jeden Versuch dieselbe Vorverdichtung und somit Porenzahl e herrscht. Anschließend wird die Lastplatte aus der Versuchsbox herausgehoben.

Der Auslass der Seitenwand wird von etwaigen Verunreinigungen durch eingedrungenen Sand befreit und durch diesen wird das Geogitter durchgeführt. Bei unbewehrten Versuchen wird dieser Auslass der Seitenwand vor Einbringen der ersten Bodenschicht mittels Textilgewebeklebeband abgedeckt, wodurch kein Sand aus der Versuchsbox austreten kann.

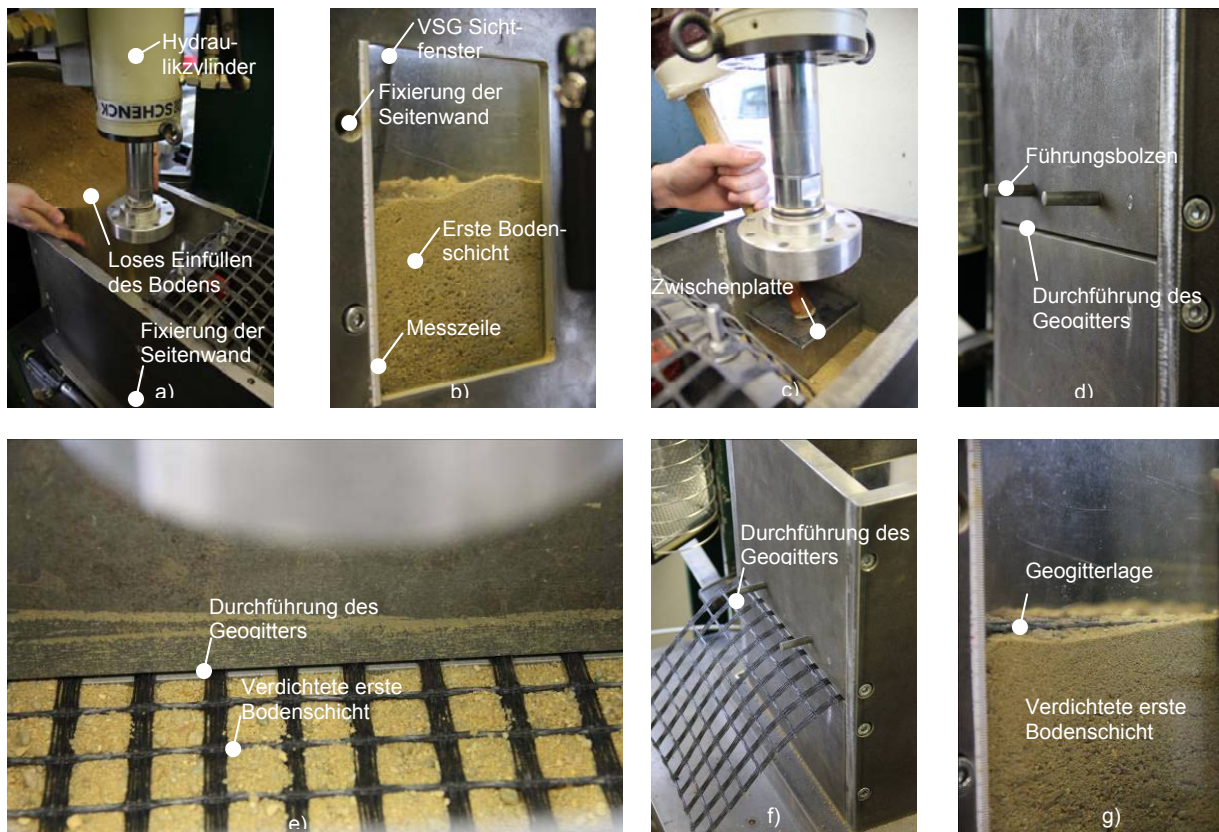


Abbildung 5-4: Einbau der ersten Sandschicht und des Geogitters (a-g)

Je nachdem welche Interaktion nachzumodellieren ist wird das Geogitter durch Aussparung durchgeführt und hängt lose in der Luft oder wird direkt an der Wand zwischen den beiden Spannwinkel eingespannt. Soll das Geogitter vorgespannt werden, wird dieses ebenso zwischen den Winkelprofilen eingespannt. Zwischen den Profilen sind eine Lage aus Holz und eine Lage aus Geogitter eingebracht. Da sich diese beiden Materialien zusammendrücken lassen, erhöht sich damit die Einspannwirkung zwischen den beiden Winkeln und dem Geogitter. Der gewünschte Vorspannweg kann mit Hilfe der Stellmuttern eingestellt werden. Bei einem metrischen Gewinde mit einem Durchmesser von 8 mm wird durch eine Umdrehung ein Weg in Richtung der Schraubenachse (=Ganghöhe der Schraube) von 1,25 mm zurückgelegt. Die Geogitter werden mit einer Vorspannung von 0,75, 1,50 bzw. 2,25 % Dehnung vorbelastet. Bei einer Länge des Geogitters von 25 cm stellt dies eine Dehnung von 1,875 3,75 und 5,625 mm dar. Dies ist wiederum gleichbedeutend mit 1½, 3 und 4½ Umdrehung der Stellschraube. Durch das Eindrehen der Spannschrauben bis zu den Stellmuttern kann dieser Vorspannweg auf das Geogitter aufgebracht werden.

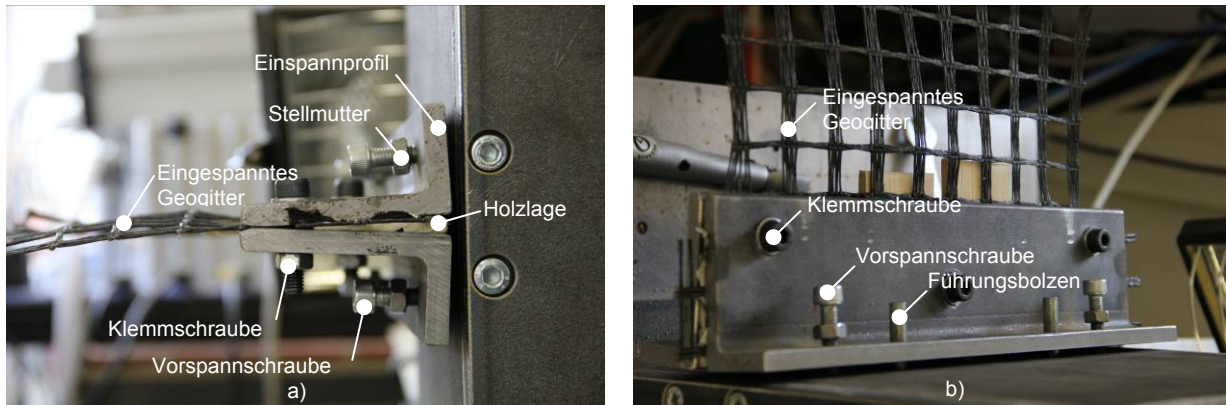


Abbildung 5-5: Vorspannvorrichtung

Durch das Einbringen der zweiten Bodenschicht kann sich Sand zwischen dem Geogitter und dem Sichtfenster sammeln. Durch diesen Sand wird die Sicht auf das Geogitter von außen verhindert. Um diesem Phänomen entgegenzuwirken wird ein Papierstreifen zwischen Geogitter und Sichtglasfenster eingefügt. Dies gewährleistet die Sichtbarkeit der Lage des Geogitters durch das Verbundsicherheitsglasfenster.

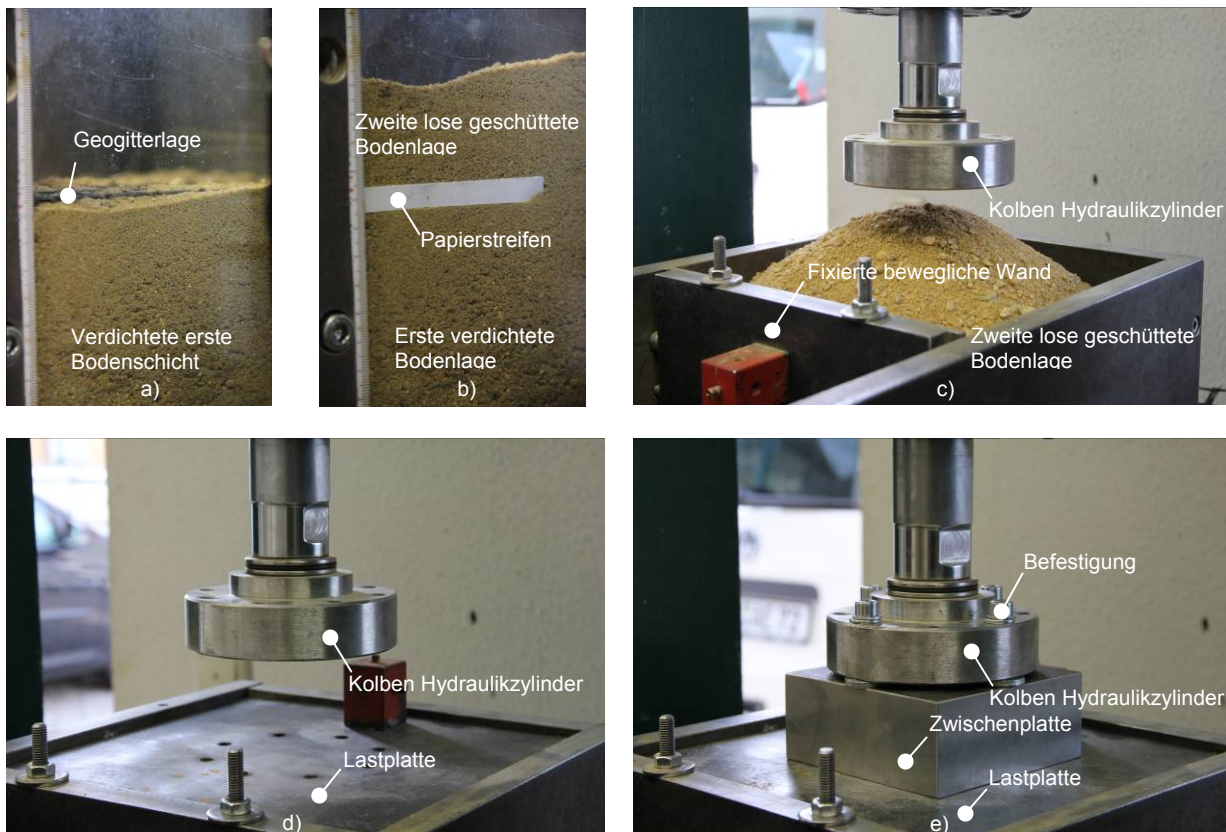


Abbildung 5-6: Einbringen und Verdichten der zweiten Bodenschicht, Aufsetzen der Lastplatte und Zwischenplatte

Die zweite Bodenschicht wird wiederum mit der zuvor ermittelten Masse und analog zur ersten Bodenschicht, lose in die Versuchsbox eingefüllt. Die Bodenschicht wird mit einer Latte begradigt. Die Lastplatte wird aufgesetzt und eingepasst. Die Bodenschicht wird manuell verdichtet. Der Kolben des Hyd-

raulikzylinders wird durch die Zwischenplatte an der Lastplatte mittels vier Schrauben befestigt. Die Lastplatte wird manuell in die Ausgangslage gebracht.

5.5. Versuchsdurchführung

Die Versuche werden mit Hilfe des Programmes GeoSys 8.7.1 durchgeführt. Die einzelnen Arbeitsschritte der Versuchsreihe 1 und 2 werden in diesem Programm eingearbeitet. Diese Schritte lassen sich wie folgt für die Versuchsreihe 1 und die Versuchsreihe 2 darstellen.

5.5.1. Versuchsreihe 1

- Die vertikale Lastplatte wird auf einen vertikalen Weg von -10 mm weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,5mm/s gefahren.
- Der horizontale Weg s_h , die horizontale Kraft F_h und die vertikale Kraft F_v werden auf null tariert.
- Meldung: Parameter tariert.
- Um Kraftschluss herzustellen wird die Lastplatte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,5 mm/s bis zum Erreichen einer vertikalen Kraft F_v von 0,3 kN abgesenkt.
- Meldung: Kraftschluss hergestellt.
- Die vertikale Kraft F_v wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2,5 $\mu\text{m/s}$ auf eine Höhe von 2,94 kN gesteigert. Dies entspricht einer vertikalen Spannung σ_v von 47 kN/m², welche im Kapitel 2.3.1 ermittelt wird.
- Die horizontale Kraft F_h wird kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,025 kN/s bis auf eine Höhe von 1,68 kN gesteigert. Dies entspricht einer horizontalen Stützspannung σ_h , die den K_0 – Spannungszustand aufbringt.
- Meldung: K_0 – Spannungszustand hergestellt, Lösen der Fixierung der seitlichen Wand.
- Die Schrauben mit denen die seitlich bewegliche Wand fixiert ist werden zu diesem Zeitpunkt gelöst. Nachdem Lösen wird die vorangegangene Meldung bestätigt und der Versuchsablauf wird fortgesetzt.
- Da die beiden Zylinder während dem Lösen der beweglichen Wand zur Gewährung der Arbeitssicherheit im Befehl „Weg Halten“ sind kann es durch Setzungen des Bodens zum Abfall von Kräften kommen. Daher werden zuerst die horizontale Kraft F_h und anschließend die vertikale Kraft F_v auf die zuvor beschriebenen Niveaus mit den zuvor beschriebenen Geschwindigkeiten gebracht.
- Meldung: Kräfte wieder aufgebaut, erster dynamischer Versuch wird gestartet.

- Im Programm GeoSys wird ein Sinusförmiger Lastfall mit folgenden Parametern beschrieben. Die „Anfängliche Geschwindigkeit“ beschreibt die Anfahrtsgeschwindigkeit zum ersten Peak des Sinusbefehles und diese wird mit 0,1 kN/s gewählt. Der „Offset“ beschreibt um welches Niveau der Sinusbefehl schwankt. Der „Offset“ wird hier mit der vertikalen statischen Last + der Schwingungsamplitude gewählt. Somit wird sichergestellt, dass über die ganze Versuchsdauer eine statische vertikale Belastung bestehen bleibt. Die „doppelte Schwingungsamplitude“ $\sigma_{v,dyn}$ wird mit 6,25 kN/m² gewählt und entspricht der in Kapitel 2.3.1 ermittelten Lastkombination 1. Das „Ziel“, welches nach der Durchführung der dynamischen Beanspruchung angefahren werden soll, beträgt wiederum die statische vertikale Kraft F_h in der Höhe von 2,94 kN. Die Geschwindigkeit mit der das „Ziel“ angefahren wird beträgt 0,1 kN/s. Die „Frequenz“ f beträgt 5 Hz. Die Anzahl der „Halbzyklen“ beträgt 20000, somit beträgt die Lastwechselzahl n 10000.
- Meldung: Erster dynamischer Abschnitt beendet.
- Die vertikale Kraft F_v wird kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,05 kN/s auf das Lastniveau der zweiten Lastkombination von 1,69 kN gebracht. Dies entspricht einer vertikalen statischen Spannung $\sigma_{v,stat}$ von 27,0 kN/m² welche wiederum nach Kapitel 2.3.1 bestimmt wird.
- Die horizontale Kraft F_h wird kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,05 kN/s auf das Niveau des K_0 – Spannungszustandes angeglichen.
- Meldung: Kräfte der zweiten Lastkombination aufgebaut. Zweiter dynamischer Abschnitt wird gestartet.
- Der zweite dynamische Abschnitt wird analog zum ersten gefahren und lediglich die Parameter des Offsets und der doppelten Schwingungsamplitude $\sigma_{v,dyn}$ wird auf 12,5 kN/m² angeglichen (vergleiche Lastkombination 2 Kapitel 2.3.1). Alle anderen Parameter werden von dem ersten dynamischen Versuch übernommen.
- Meldung: Zweiter dynamischer Abschnitt beendet.
- Die vertikale Kraft F_v wird kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,05 kN/s auf das Lastniveau der dritten Lastkombination von 0,59 kN gebracht. Dies entspricht einer vertikalen statischen Spannung $\sigma_{v,stat}$ von 9,5 kN/m² welche wiederum nach Kapitel 2.3.1 bestimmt wird.
- Meldung: Kräfte der dritten Lastkombination aufgebaut. Dritter dynamischer Abschnitt wird gestartet.
- Die horizontale Kraft F_h wird kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von 0,05 kN/s auf das Niveau des K_0 – Spannungszustandes angeglichen.
- Der dritte dynamische Abschnitt wird wiederum mit den identen Parametern aus dem zweiten und ersten Abschnitt gefahren. Lediglich die Parameter des Offsets und der doppelten Schwingungsamplitude $\sigma_{v,dyn}$ wird auf 12,5 kN/m² angeglichen (vergleiche Lastkombination 2 Kapitel 2.3.1).

- Meldung: Dritter dynamischer Abschnitt beendet. Statischer Abschnitt wird gestartet.
- Eine statische vertikale Kraft F_v wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $2,5 \mu\text{m/s}$ auf eine Höhe von 17 kN aufgebaut.
- Die statische vertikale Kraft F_v wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $10 \mu\text{m/s}$ auf eine Höhe von 0 kN verringert.
- Meldung: Versuch beendet.

5.5.2. Versuchsreihe 2

- Die vertikale Lastplatte wird auf einen vertikalen Weg von -10 mm weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $0,5 \text{ mm/s}$ gefahren.
- Der horizontale Weg s_h , die horizontale Kraft F_h und die vertikale Kraft F_v werden auf null tariert.
- Meldung: Parameter tariert.
- Um Kraftschluss herzustellen wird die Lastplatte weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $0,5 \text{ mm/s}$ bis zum Erreichen einer vertikalen Kraft F_v von $0,3 \text{ kN}$ abgesenkt.
- Meldung: Kraftschluss hergestellt.
- Die vertikale Kraft wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von $2,5 \mu\text{m/s}$ auf eine Höhe von $3,4 \text{ kN}$ gesteigert. Dies entspricht einer vertikalen Spannung σ_v von $54,47 \text{ kN/m}$.
- Die horizontale Kraft F_h wird kraftgesteuert mit einer Geschwindigkeit von $0,025 \text{ kN/s}$ bis auf eine Höhe von $1,3 \text{ kN}$ gesteigert.
- Meldung: Statische Kräfte aufgebracht, Lösen der Fixierung der seitlichen Wand.
- Da die beiden Zylinder während dem Lösen der beweglichen Wand zur Gewährung der Arbeitssicherheit im Befehl „Weg Halten“ sind kann es durch Setzungen des Bodens zum Abfall von Kräften kommen. Daher werden zuerst die horizontale Kraft F_h und anschließend die vertikale Kraft F_v auf die zuvor beschriebenen Niveaus mit den zuvor beschriebenen Geschwindigkeiten gebracht.
- Meldung: Kräfte wieder aufgebaut, erster dynamischer Versuch wird gestartet.
- Die Parameter der Frequenz, der Anfahrtsgeschwindigkeit, der Geschwindigkeit zum Ziel, das Ziel und die Anzahl der Halbzyklen sind mit der ersten Versuchsreihe ident. Die doppelte Lastamplitude $\sigma_{v,dyn}$ beträgt 96 kN/m^2 .
- Meldung: Erster dynamischer Abschnitt beendet.
- Die horizontale Kraft F_h mit einer Geschwindigkeit von $0,05 \text{ kN/s}$ auf eine Höhe von $0,85 \text{ kN}$ verringert, welche eine sich zu 66% der ursprünglichen horizontalen seitlichen Stützkraft F_h darstellt.

- Meldung: Kräfte der zweiten Lastkombination aufgebaut. Zweiter dynamischer Abschnitt wird gestartet.
- Der zweite dynamische Abschnitt entspricht exakt dem ersten Abschnitt.
- Meldung: Zweiter dynamischer Abschnitt beendet.
- Die horizontale Kraft F_h wird mit einer Geschwindigkeit von 0,05 kN/s auf eine Höhe von 0,43 kN verringert, welche sich zu 33% der ursprünglichen horizontalen seitliche Stützkraft F_h darstellt.
- Meldung: Kräfte der dritten Lastkombination aufgebaut. Dritter dynamischer Abschnitt wird gestartet.
- Der zweite dynamische Abschnitt entspricht wiederum exakt dem ersten und zweiten dynamischen Abschnitt.
- Meldung: Dritter dynamischer Abschnitt beendet.
- Eine statische vertikale Kraft F_v wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 2,5 $\mu\text{m/s}$ auf eine Höhe von 17 kN aufgebaut.
- Die statische vertikale Kraft F_v wird weggesteuert mit einer Geschwindigkeit von 10 $\mu\text{m/s}$ auf eine Höhe von 0 kN verringert.
- Meldung: Versuch beendet.

5.6. Nachbereitung

Nach Versuchsdurchführung wird die Lastplatte vom Kolben des Hydraulikzylinders gelöst und die Zwischenplatte und die Lastplatte werden vom Bodenpaket entfernt. Der Laserdistanzmesser und der induktive Wegaufnehmer werden vom Boden der Versuchsbox demontiert. Die Befestigung der stirnseitigen Seitenwand mit der Versuchsbox wird gelöst, die Seitenwand kann etwas aus der Versuchsbox geschoben werden um den Laserdistanzaufnehmer und den induktiven Wegaufnehmer aus der Versuchsbox zu entfernen. Die Bohrungen am Boden der Versuchsbox werden mit Textilfaserklebeband abgedeckt um eine Verunreinigung dieser mit Sand zu verhindern. Danach kann, soweit es sich um einen unbewehrten Versuch handelt, die gesamte Frontkonstruktion aus der Versuchsbox geschoben werden. Handelt es sich um einen bewehrten Versuch muss zuerst die erste Bodenschicht aus der Versuchsbox entfernt werden. Erst im Anschluss dieses Prozesses ist es möglich die Frontkonstruktion aus der Versuchsbox zu ziehen, da sich das Geogitter händisch nicht aus dem Bodenpaket ziehen lässt. Anschließend wird der Sand aus der Versuchsbox entfernt und grobe Verunreinigungen der Führungsschienen, des Bodens und der seitlichen Bohrungen mit einem Pinsel beseitigt und die Versuchsbox wird mit Druckluft ausgeblasen.

Die seitlich bewegliche Wand wird von der Anschlussplatte und den beiden Winkelprofilen gelöst. Die beiden Hälften der seitlich beweglichen Wand werden getrennt und das Geogitter aus diesen entfernt. Verunreinigungen durch den Sand an den Kugelrollenlagern werden ebenfalls entfernt.



Abbildung 5-7: Rückbau des Versuchsaufbaues

6. VERSUCHSERGEBNISSE

In diesem Kapitel werden die vertikalen Verschiebungen s_v der Lastplatte und die horizontalen Verschiebungen s_h der seitlich beweglichen Wand der einzelnen Versuchsreihen dargestellt. Wobei hier die Versuche mit demselben Versuchsparameter miteinander verglichen werden. Für eine Interpretation der Ergebnisse, respektive eine Gegenüberstellung der einzelnen Versuche wird auf das Kapitel 7 verwiesen.

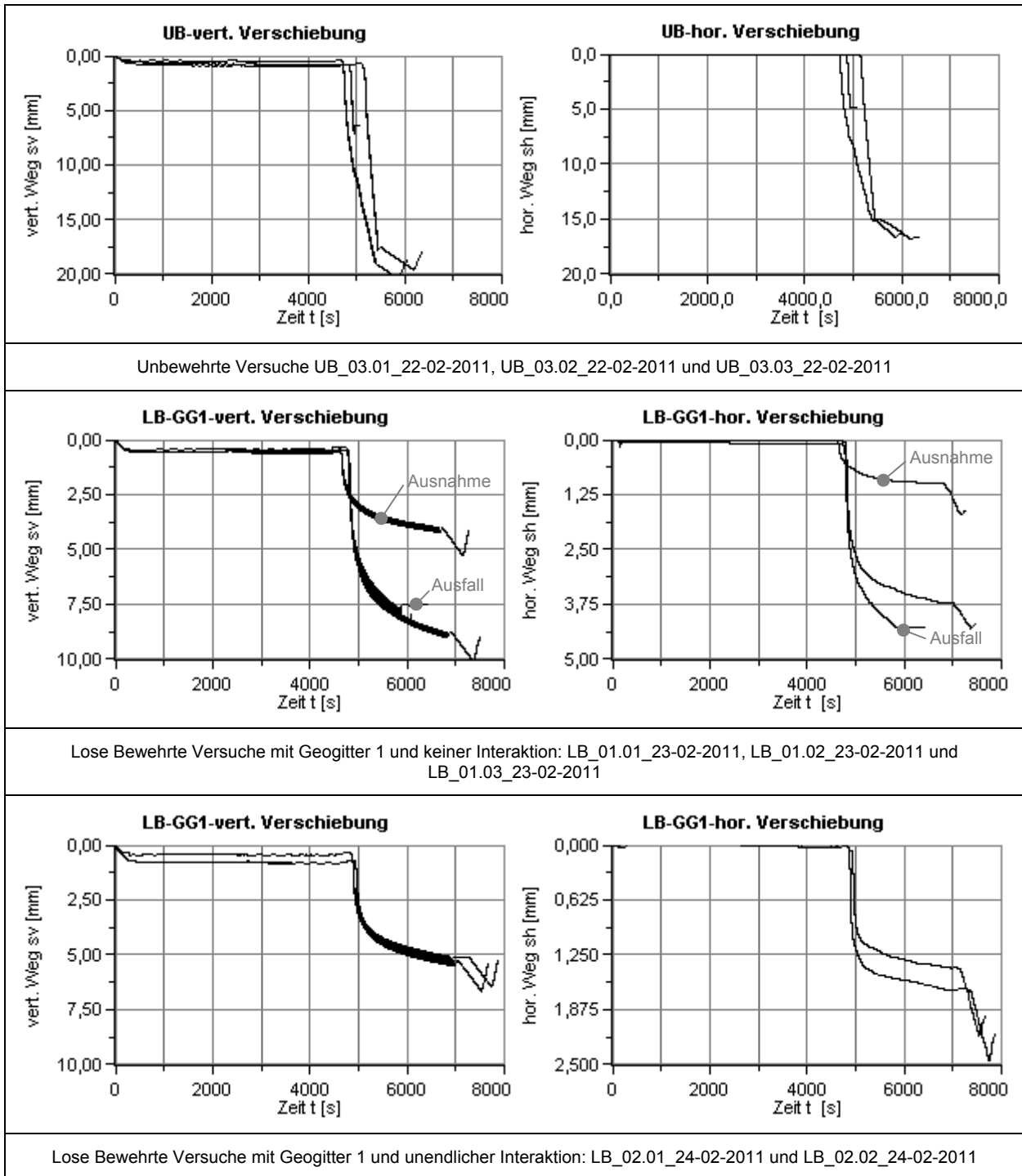
6.1. Versuchsreihe 1

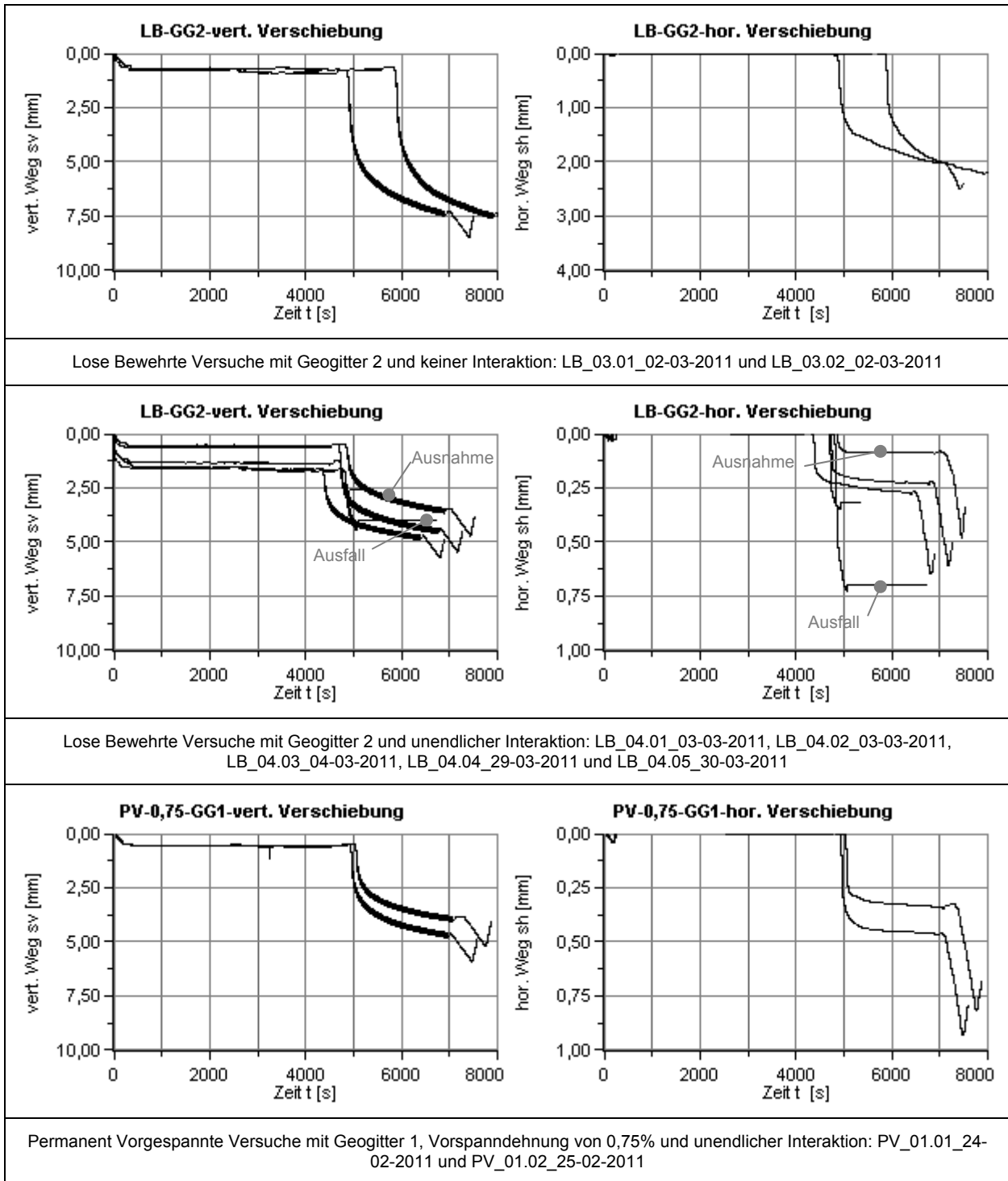
Die Versuchsparameter der ersten Versuchsreihe 1 lassen sich in der Tabelle 6-1 zusammenfassen.

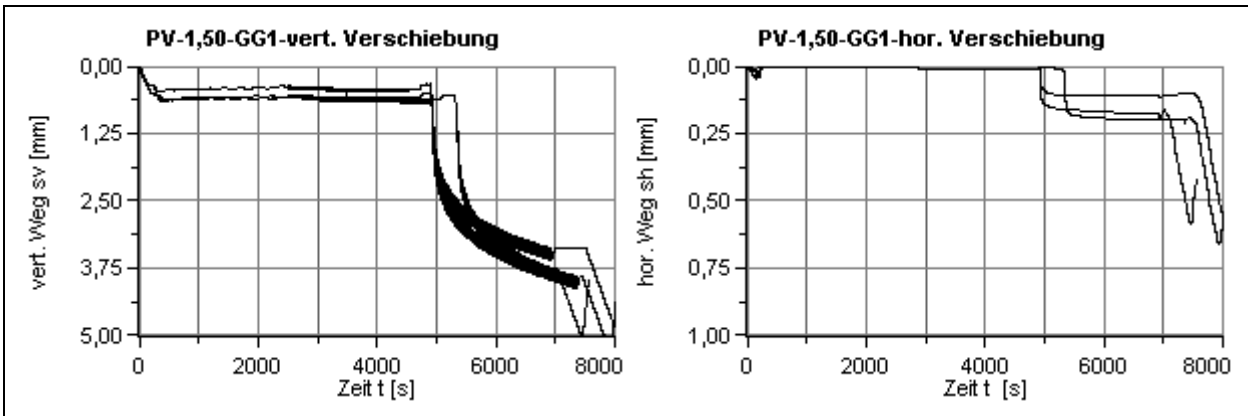
Erste vertikale stat. Kraft $F_{v1,stat}$ [kN]	2,97	Erste vertikale dyn. Kraft $F_{v1,dyn}$ [kN]	0,78
Zweite vertikale stat. Kraft $F_{v2,stat}$ [kN]	1,69	Zweite vertikale dyn. Kraft $F_{v1,dyn}$ [kN]	1,56
Dritte vertikale stat. Kraft $F_{v3,stat}$ [kN]	0,59	Dritte vertikale dyn. Kraft $F_{v1,dyn}$ [kN]	5,125
Erste seidl. Stützkraft F_{h1} [kN]	0,33	Frequenz f [Hz]	5
Zweite seidl. Stützkraft F_{h2} [kN]	0,94	Lastwechselzahl N [-]	10000
Dritte seidl. Stützkraft F_{h3} [kN]	1,66	Zweite vertikale stat. Kraft $F_{v2,stat}$ [kN]	17

Tabelle 6-1: Versuchsparameter der Versuchsreihe 1

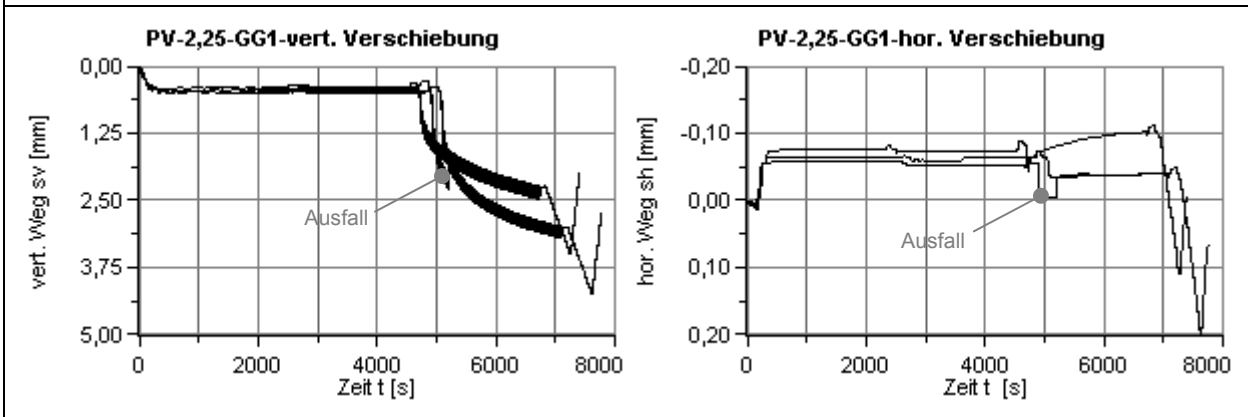
Nachstehend werden die Ergebnisse der Untersuchungen in der ersten Versuchsreihe angeführt. Diese enthalten die vertikalen Verschiebungen s_v der Lastplatte sowie die horizontalen Verschiebungen s_h der horizontal beweglichen Wand über die Versuchszeit t . Es wird in dieser Versuchsreihe die in der Tabelle 6-1 zusammengefassten Laststufen aufeinanderfolgend aufgebracht. Die erste dynamische Lastkombination (LK1) findet im Versuch bei einer Versuchszeit von 500 bis 2500 [s], die zweite dynamische Lastkombination (LK2) darauffolgend bis etwa 4500 [s] anschließend die dritte dynamische Lastkombination (LK3) bis zu einer Versuchszeit t von etwa 6500 [s]. Abschließend wird das Bodenpaket statisch bis zu einer vertikalen Belastung F_h von 17 [kN] beansprucht und anschließend wieder entlastet.



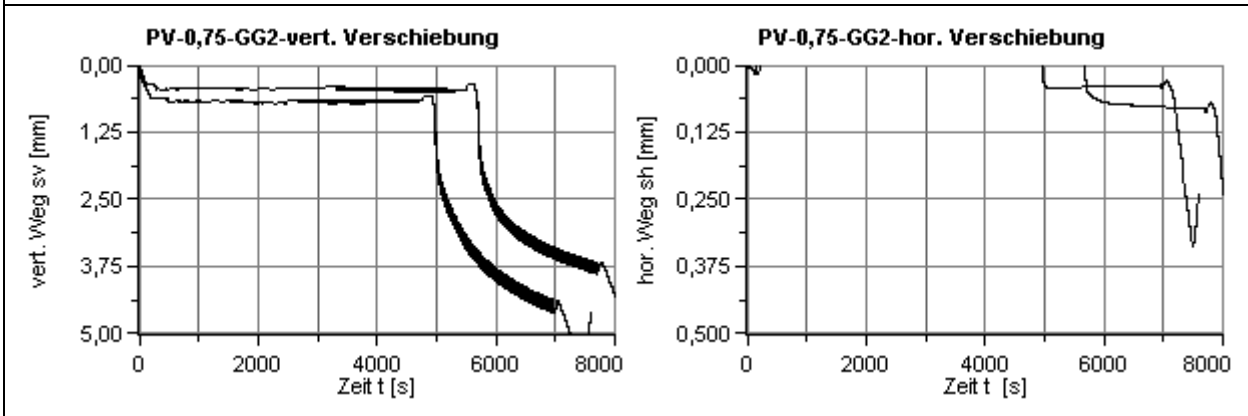




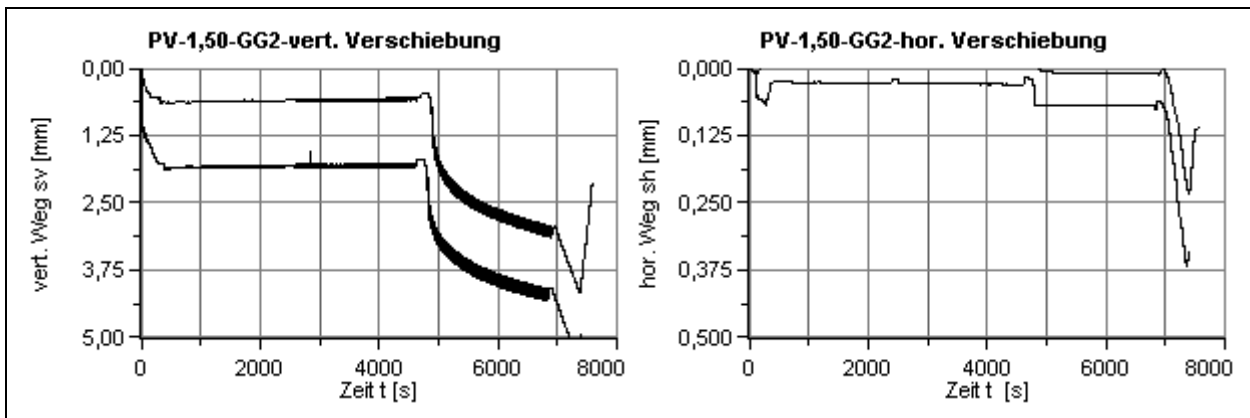
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 1,50% und unendlicher Interaktion: PV_02.01_25-02-2011, PV_02.02_25-02-2011 und PV_02.03_28-02-2011



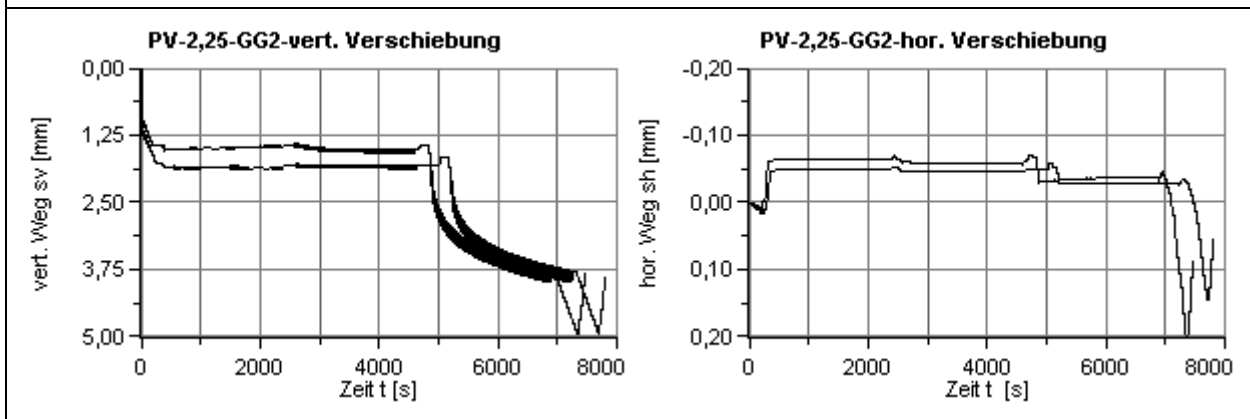
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 2,25% und unendlicher Interaktion: PV_03.01_28-02-2011, PV_03.02_28-02-2011 und PV_03.03_01-03-2011



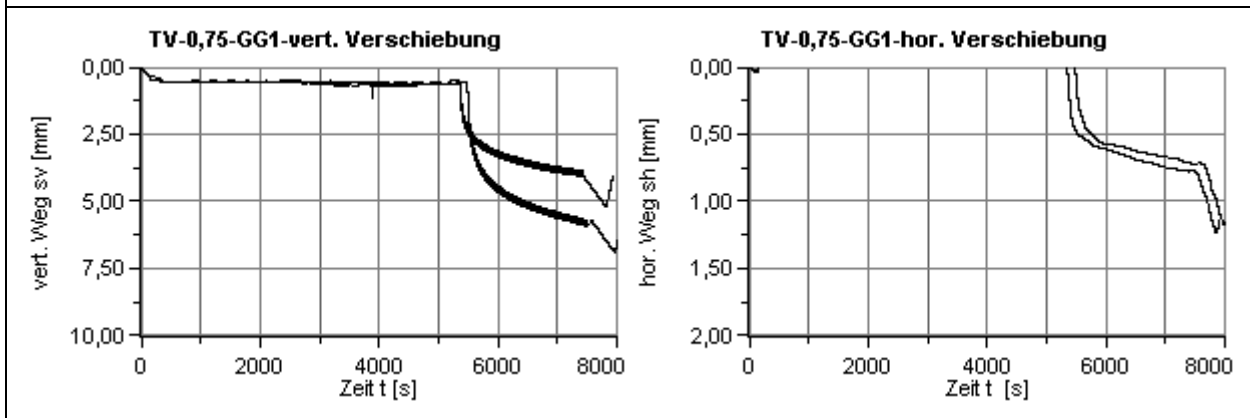
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 0,75% und unendlicher Interaktion: PV_04.01_04-03-2011 und PV_04.02_05-03-2011



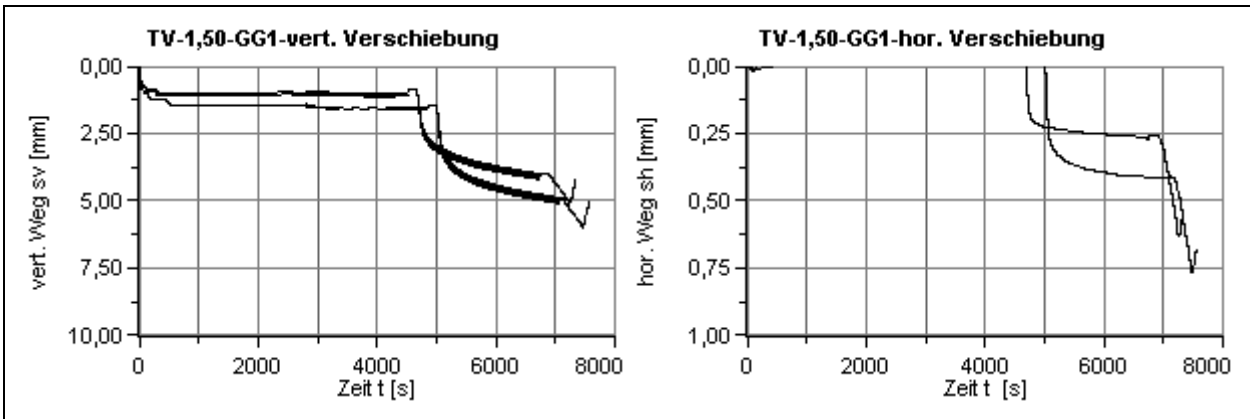
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 1,50% und unendlicher Interaktion: PV_05.01_07-03-2011 und PV_05.02_07-03-2011



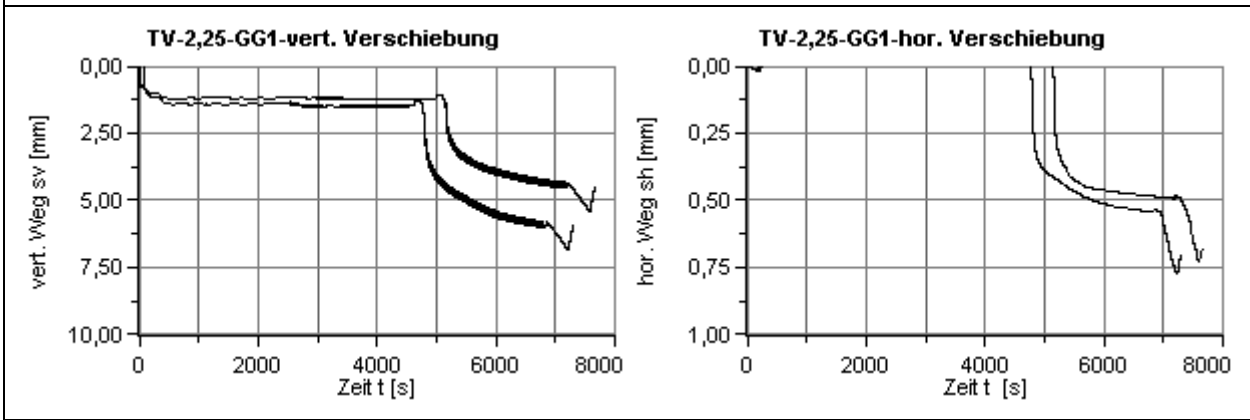
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 2,25% und unendlicher Interaktion: PV_06.01_07-03-2011 und PV_06.02_08-03-2011



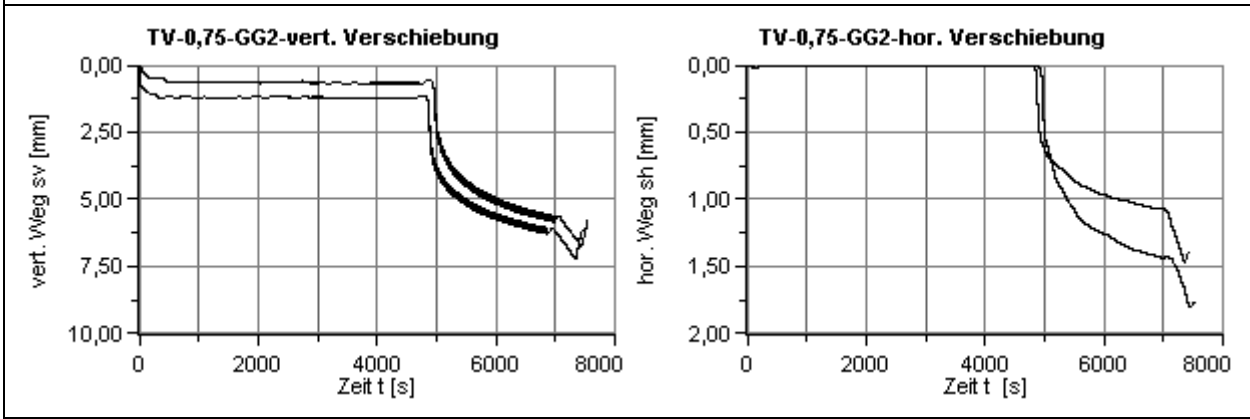
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 0,75% und keiner Interaktion: TV_01.01_01-03-2011 und TV_01.02_01-03-2011



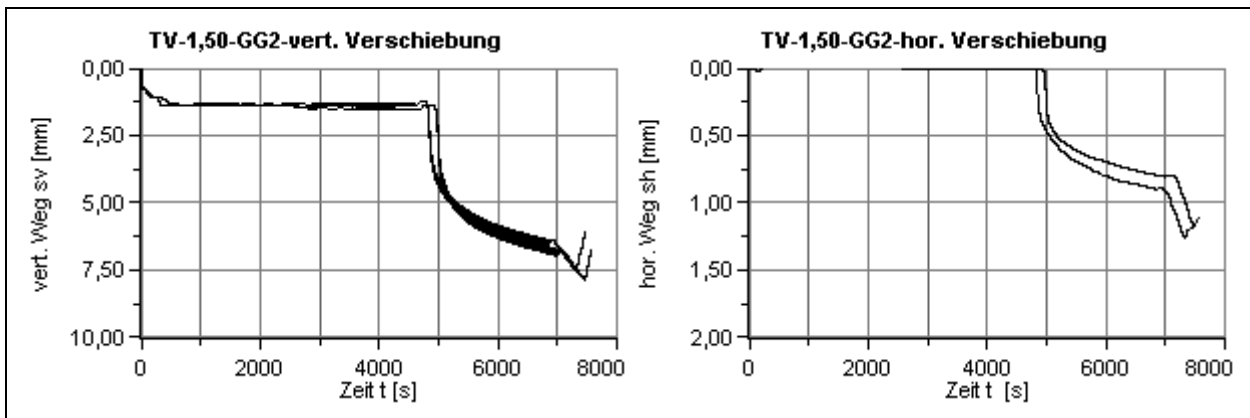
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspann­dehnung von 1,50% und keiner Interaktion: TV_02.01_28-03-2011, TV_02.02_28-03-2011 und TV_02.03_28-03-2011



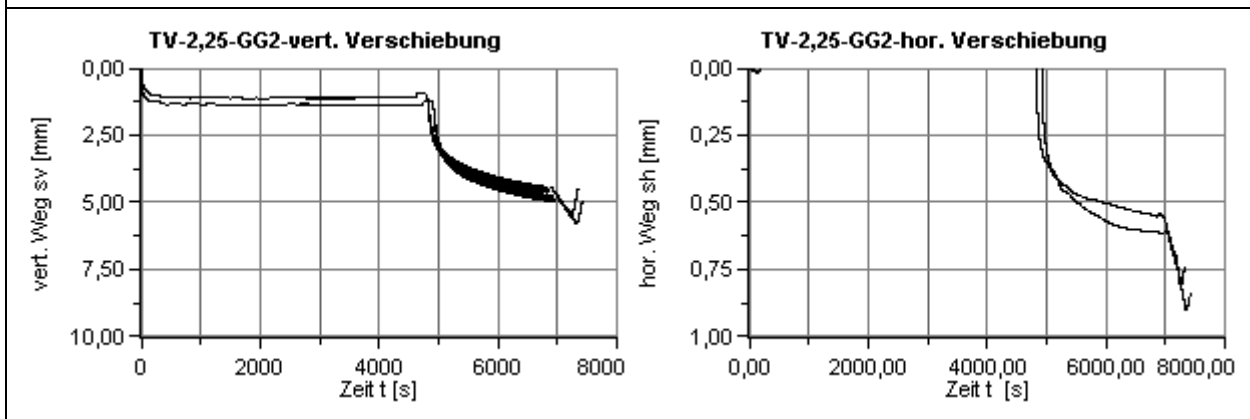
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspann­dehnung von 2,25% und keiner Interaktion: TV_03.01_29-03-2011 und TV_03.02_29-03-2011



Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 2, Vorspann­dehnung von 0,75% und keiner Interaktion: TV_04.01_08-03-2011 und TV_04.02_08-03-2011



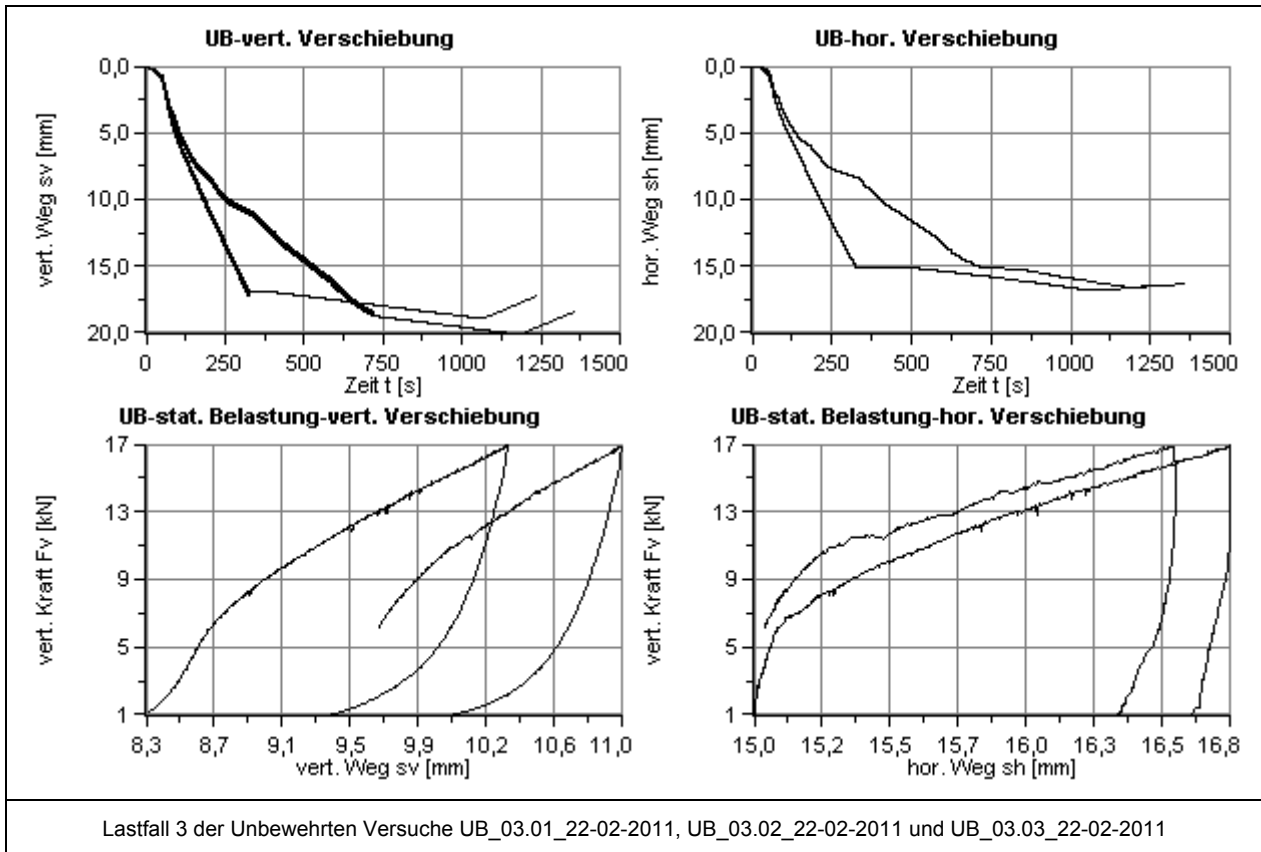
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 1,50% und keiner Interaktion: TV_05.01_09-03-2011 und TV_05.02_09-03-2011

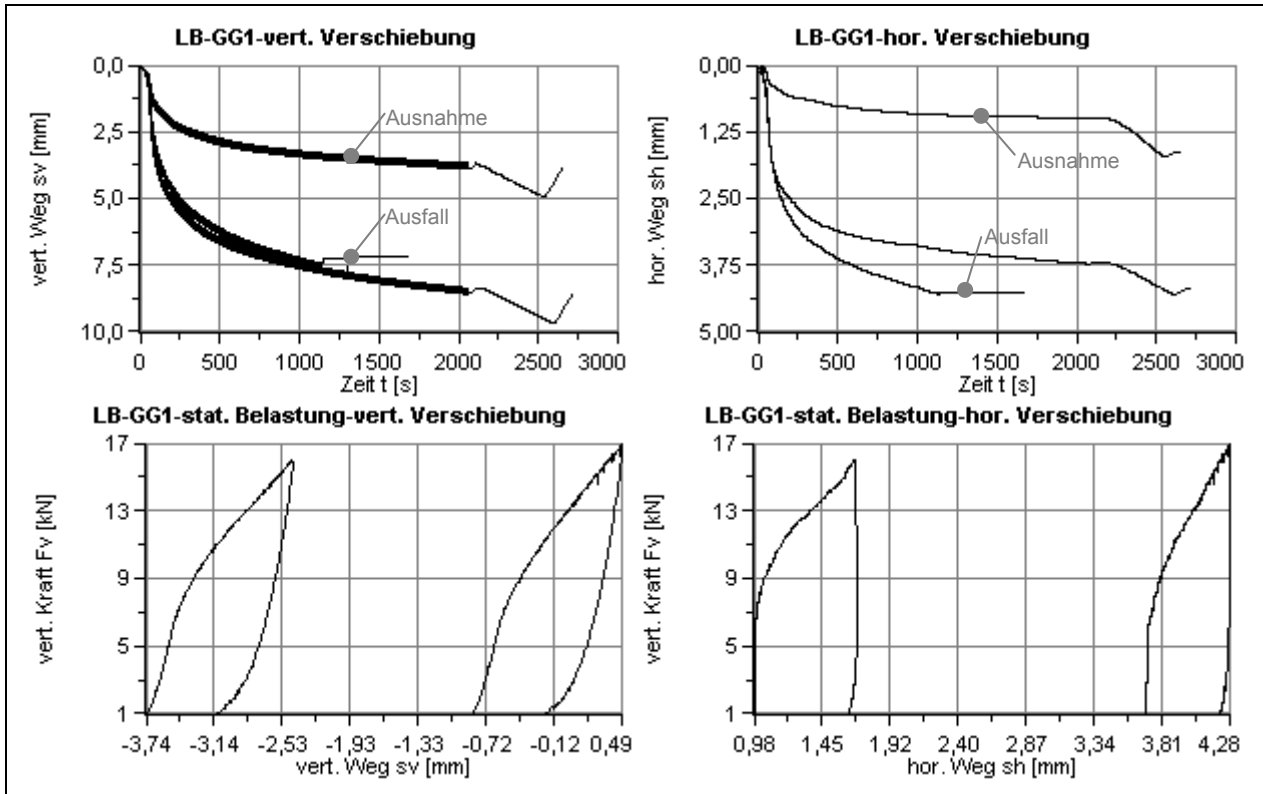


Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 2,25% und keiner Interaktion: TV_06.01_30-03-2011 und TV_06.02_30-03-2011

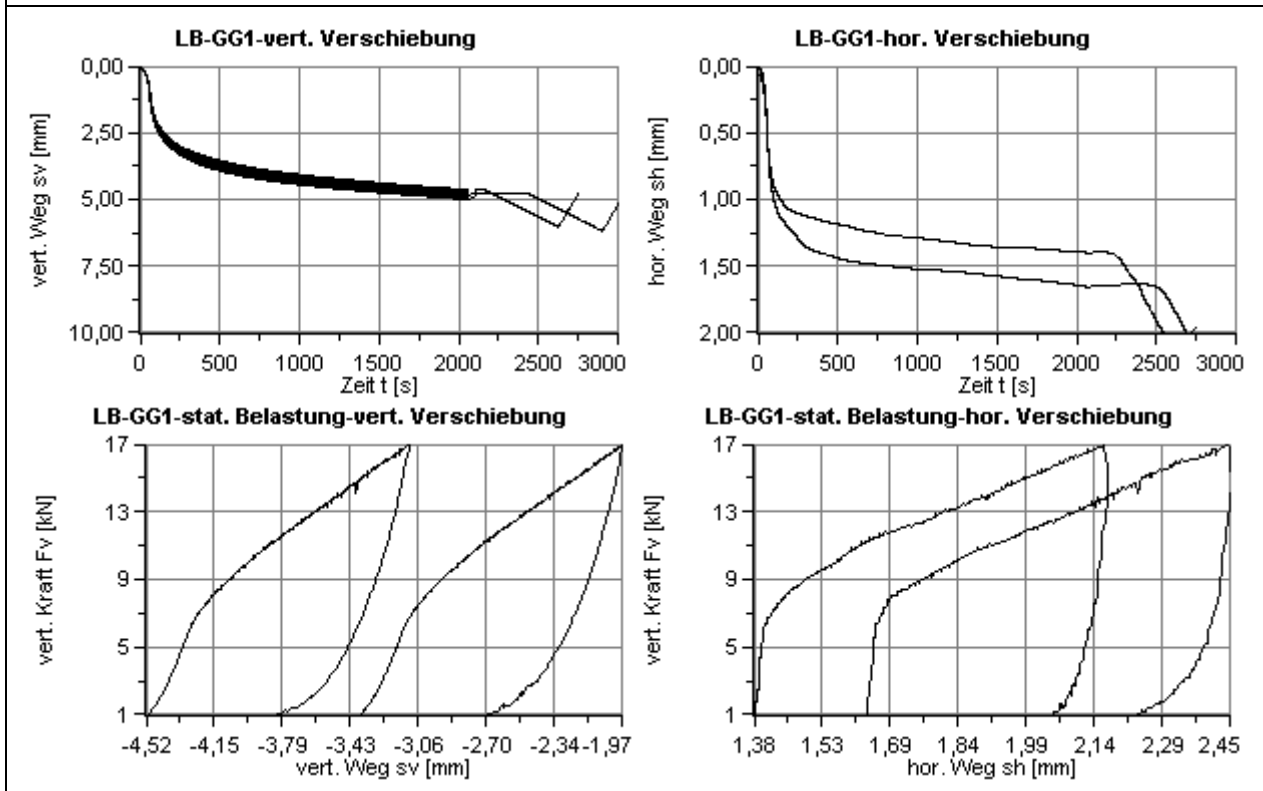
6.2. Versuchsreihe 1 – Lastkombination 3 und statische Belastung

Da bei dieser Versuchsreihe in den ersten beiden Lastkombinationen keine aussagekräftigen Verschiebungen entstehen wird für die Versuchsreihe 1 die dritte Laststufe in diesem Kapitel gesondert zusammengefasst. Weiters sind die Ergebnisse der abschließenden statischen Belastung des Bodenpaketes von 17 [kN], demnach Last-Setzungskurven, ebenso angeführt.

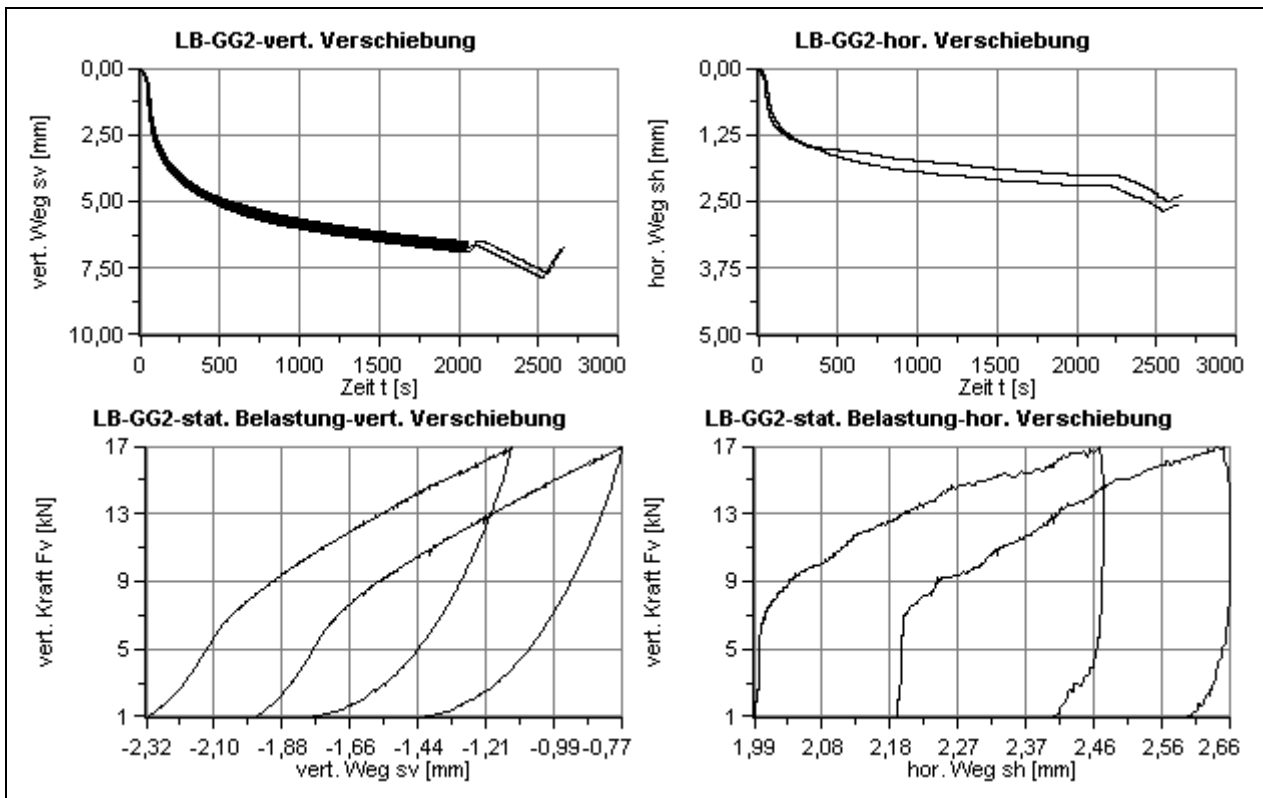




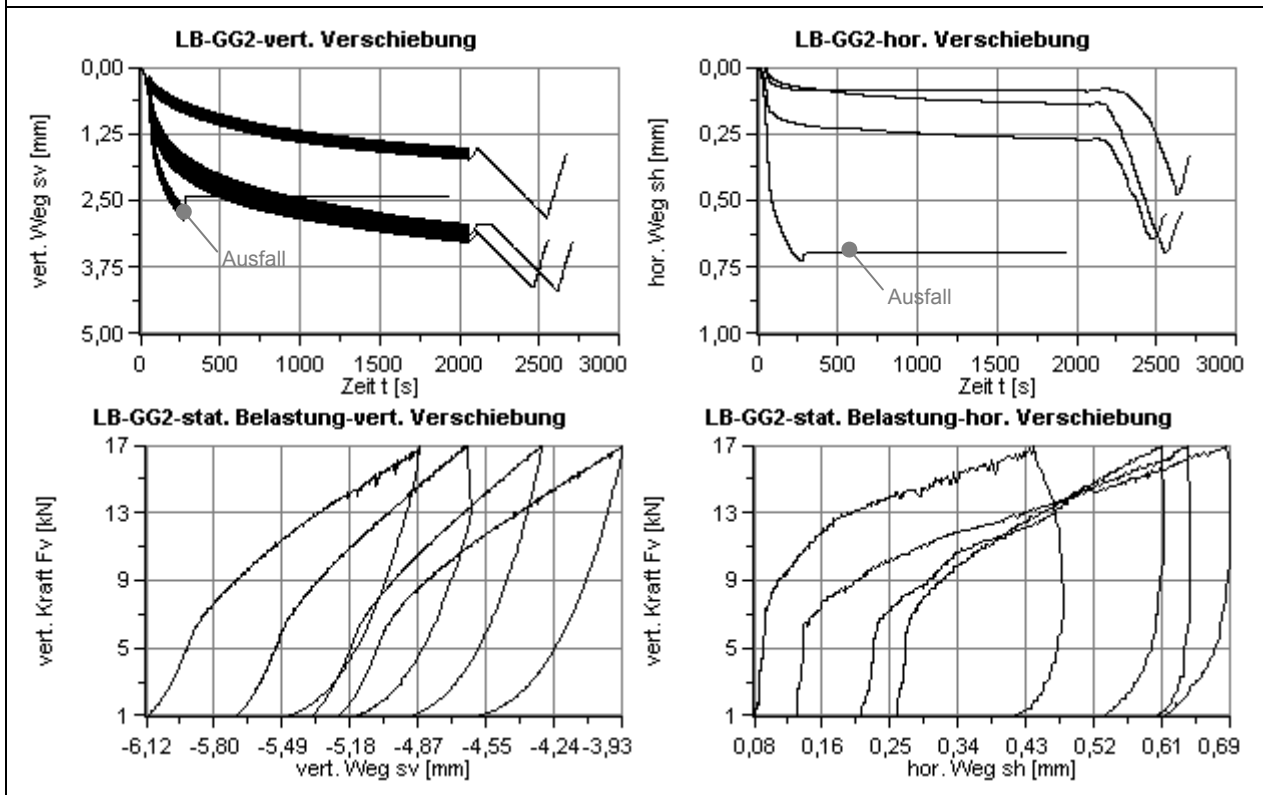
Lastfall 3 der Lose Bewehrten Versuche mit Geogitter 1 und keiner Interaktion: LB_01.01_23-02-2011, LB_01.02_23-02-2011 und LB_01.03_23-02-2011



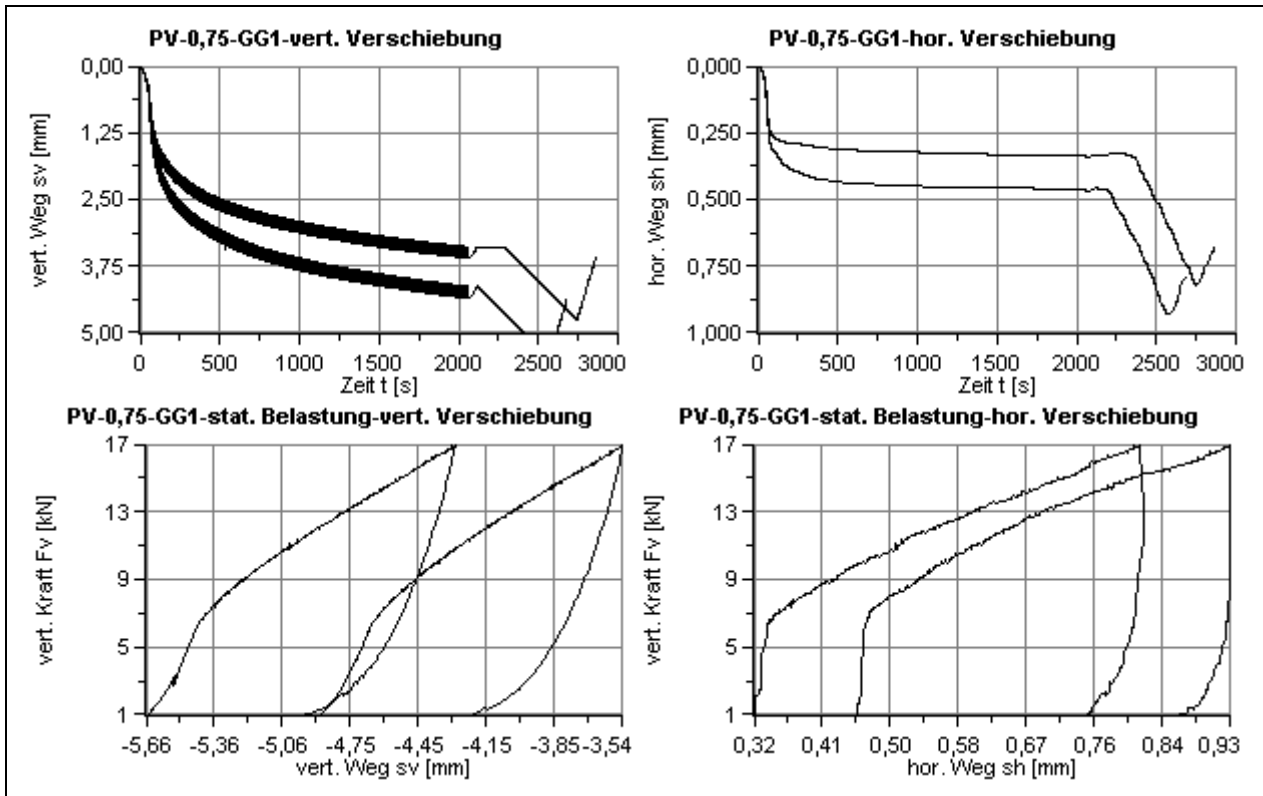
Lastfall 3 der Lose Bewehrten Versuche mit Geogitter 1 und unendlicher Interaktion: LB_02.01_24-02-2011 und LB_02.02_24-02-2011



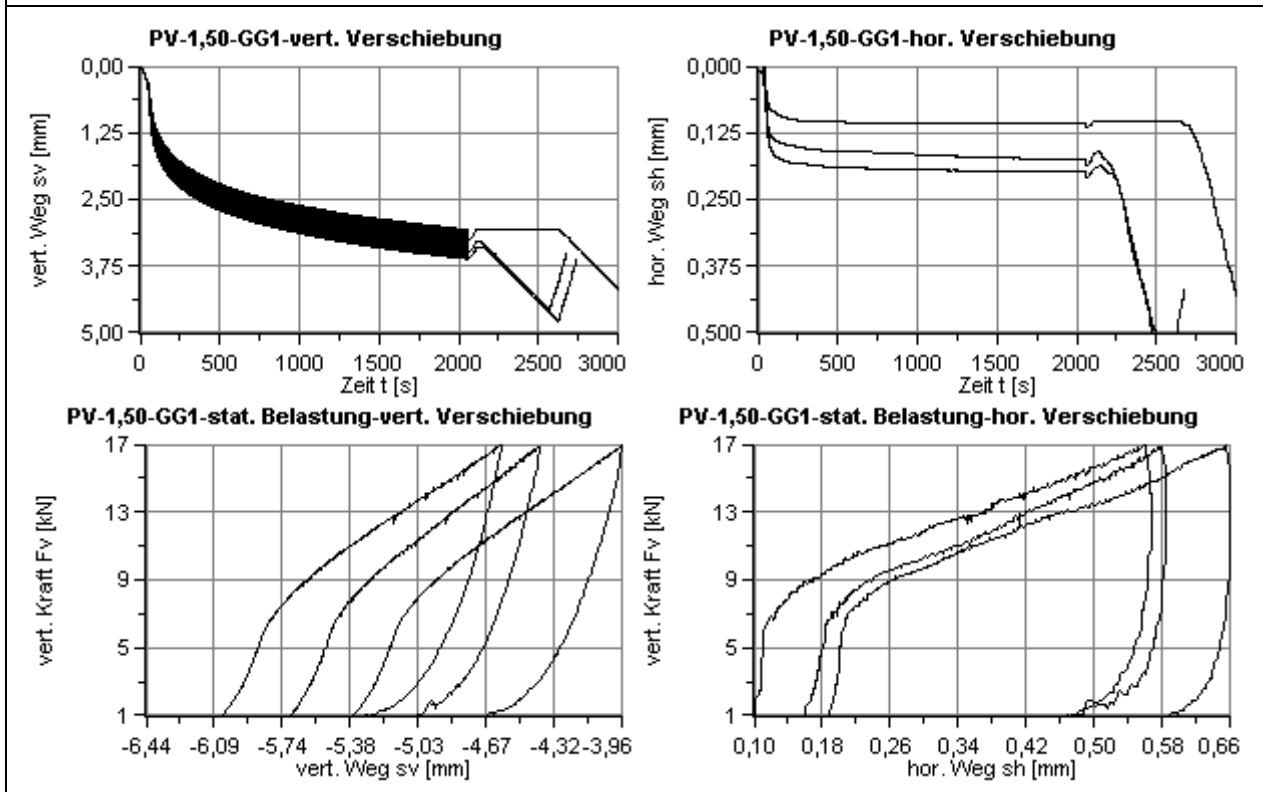
Lastfall 3 der Lose Bewehrten Versuche mit Geogitter 2 und keiner Interaktion: LB_03.01_02-03-2011 und LB_03.02_02-03-2011



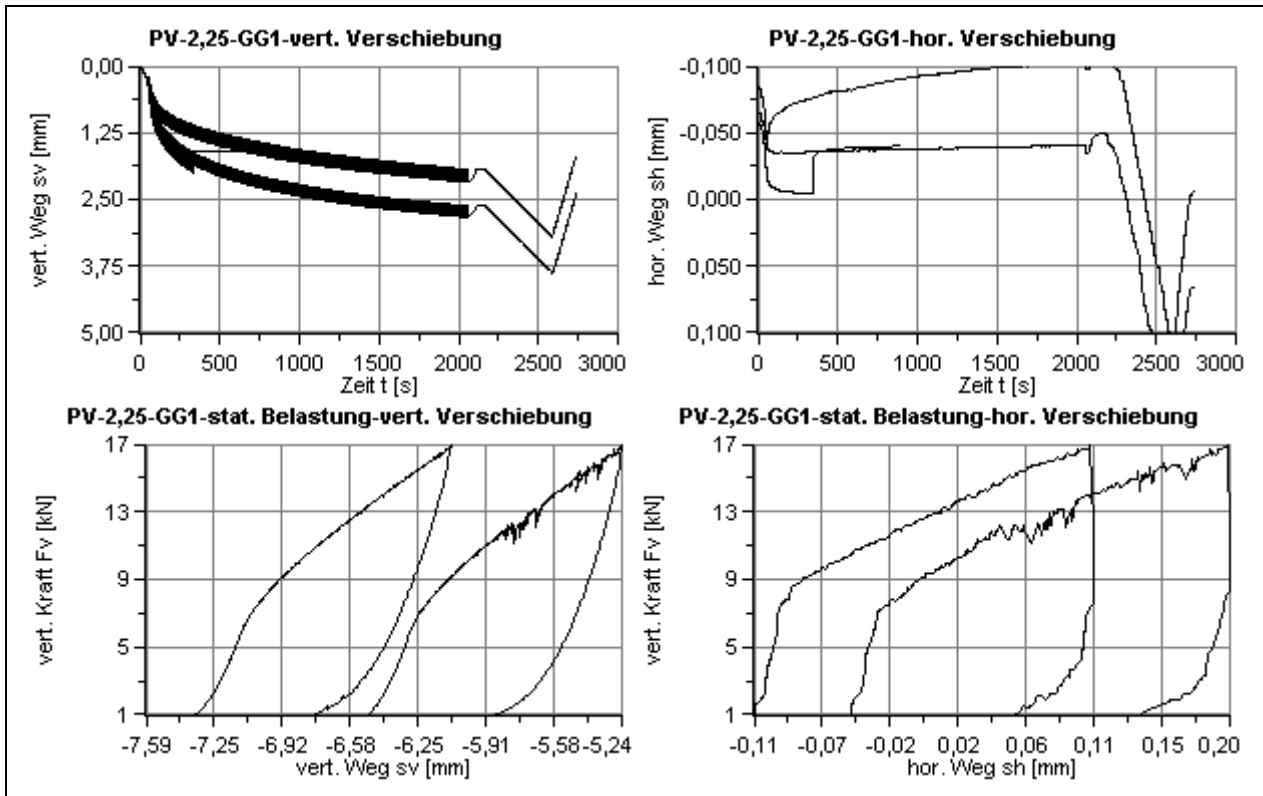
Lastfall 3 der Lose Bewehrten Versuche mit Geogitter 2 und unendlicher Interaktion: LB_04.01_03-03-2011, LB_04.02_03-03-2011, LB_04.03_04-03-2011, LB_04.04_29-03-2011 und LB_04.05_30-03-2011



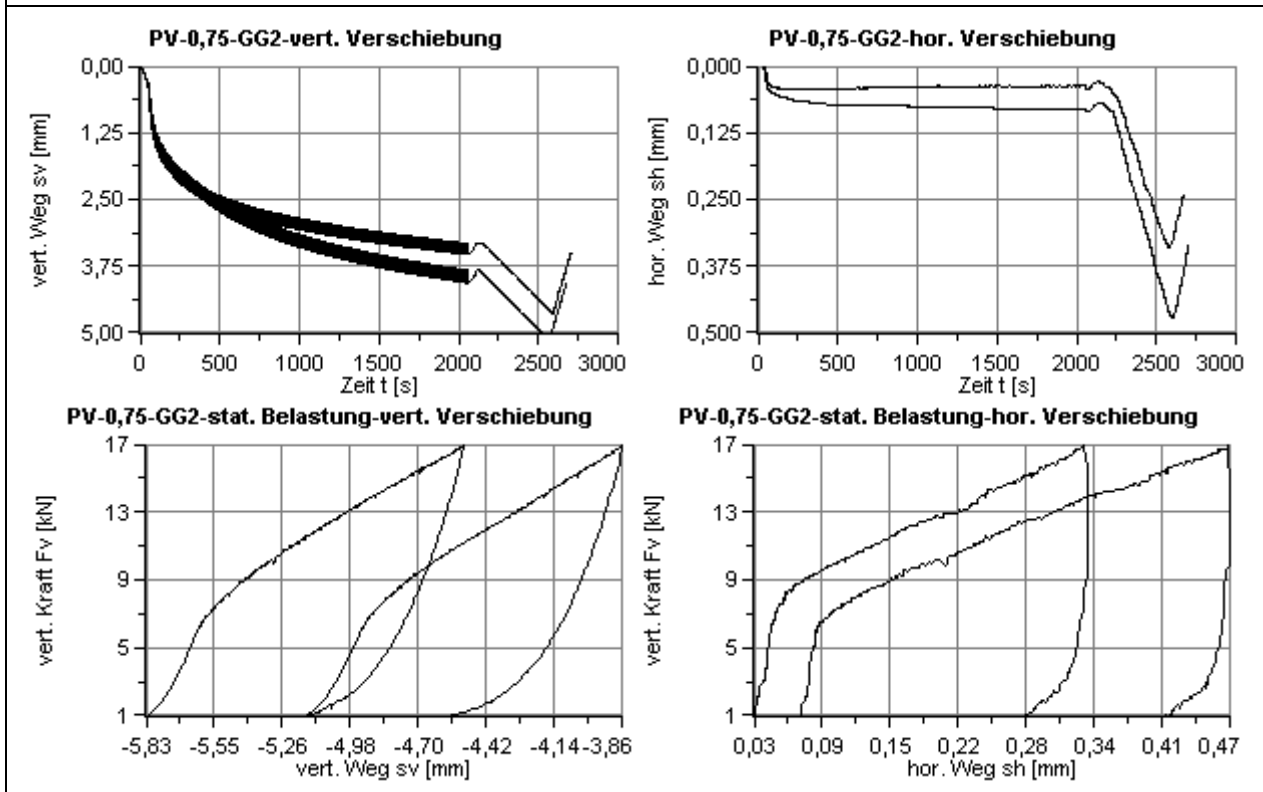
Lastfall 3 der Permanent Vorgespannten Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 0,75% und unendlicher Interaktion:
PV_01.01_24-02-2011 und PV_01.02_25-02-2011



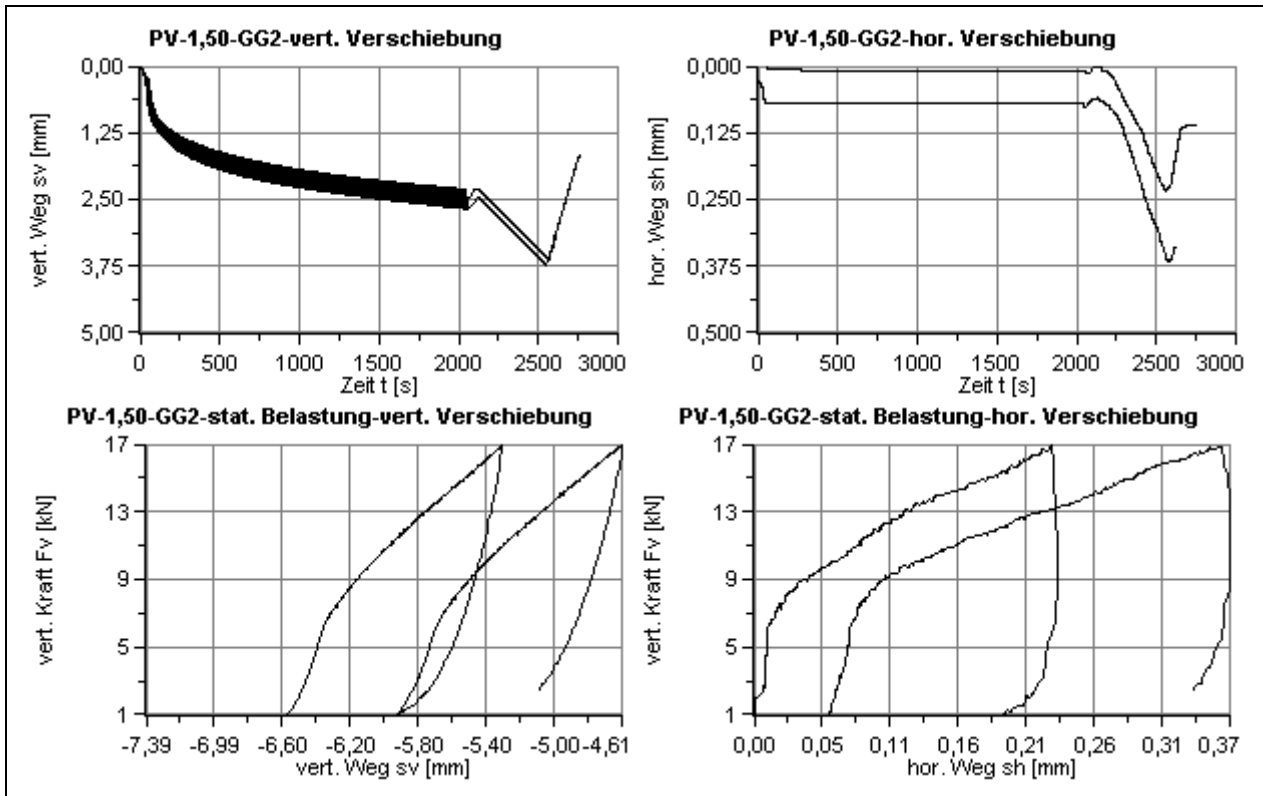
Lastfall 3 der Permanent Vorgespannten Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 1,50% und unendlicher Interaktion:
PV_02.01_28-03-2011, PV_02.02_28-03-2011 und PV_02.03_28-03-2011



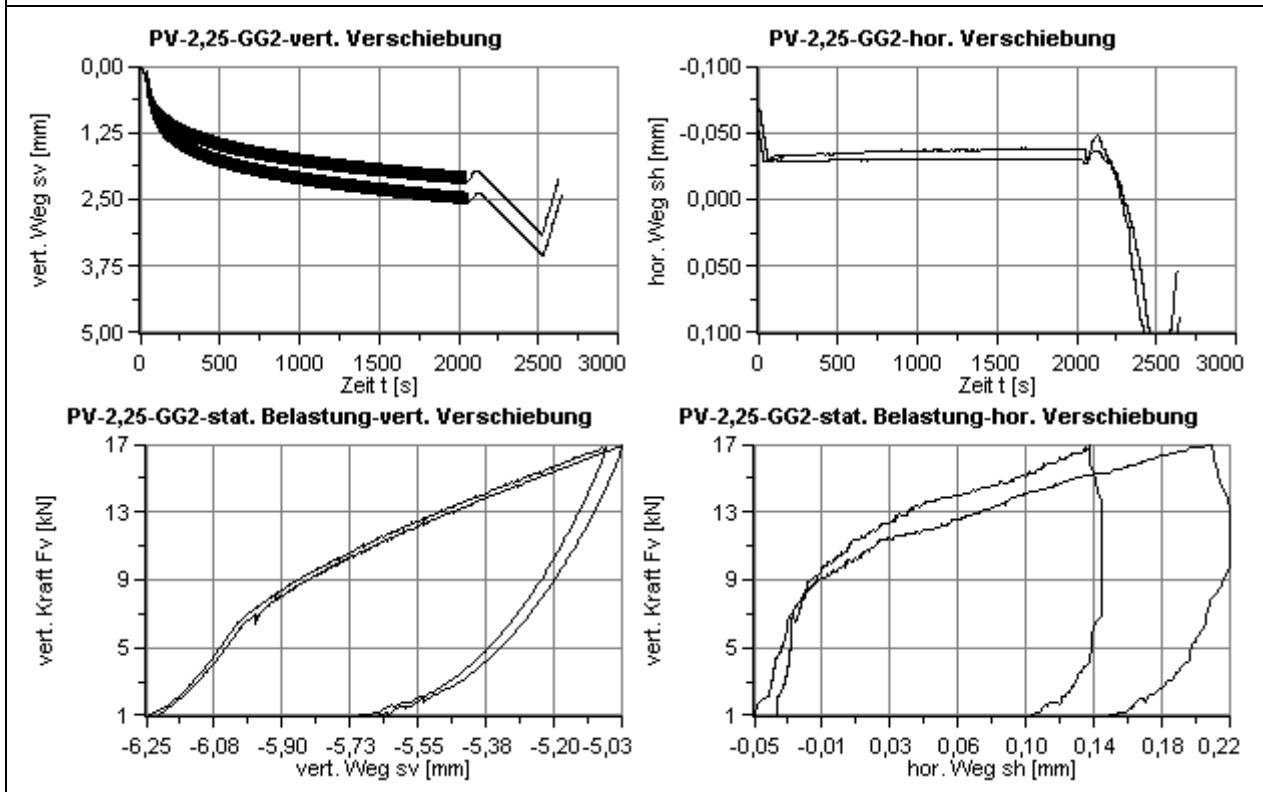
Lastfall 3 der Permanent Vorgespannten Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 2,25% und unendlicher Interaktion:
PV_03.01_29-03-2011, PV_03.02_29-03-2011 und PV_03.03_29-03-2011



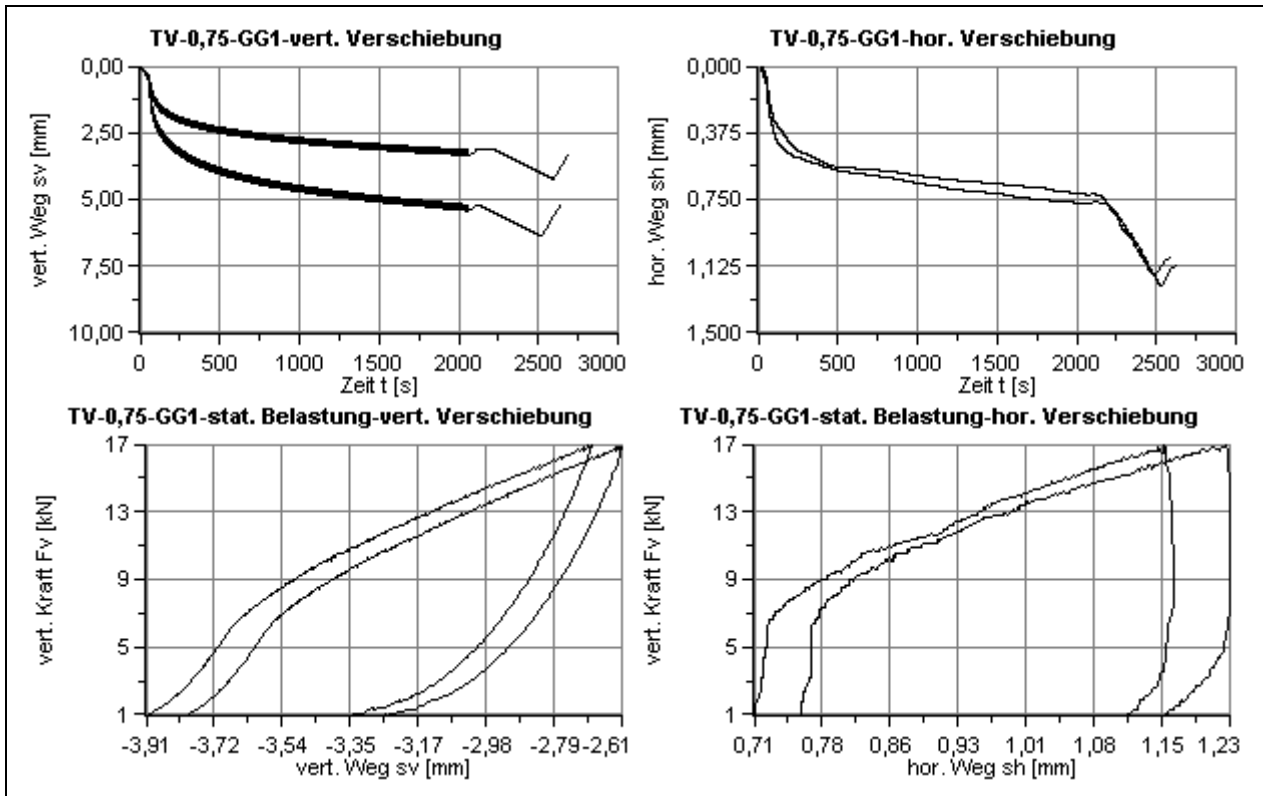
Lastfall 3 der Permanent Vorgespannten Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 0,75% und unendlicher Interaktion:
PV_04.01_04-03-2011 und PV_04.02_05-03-2011



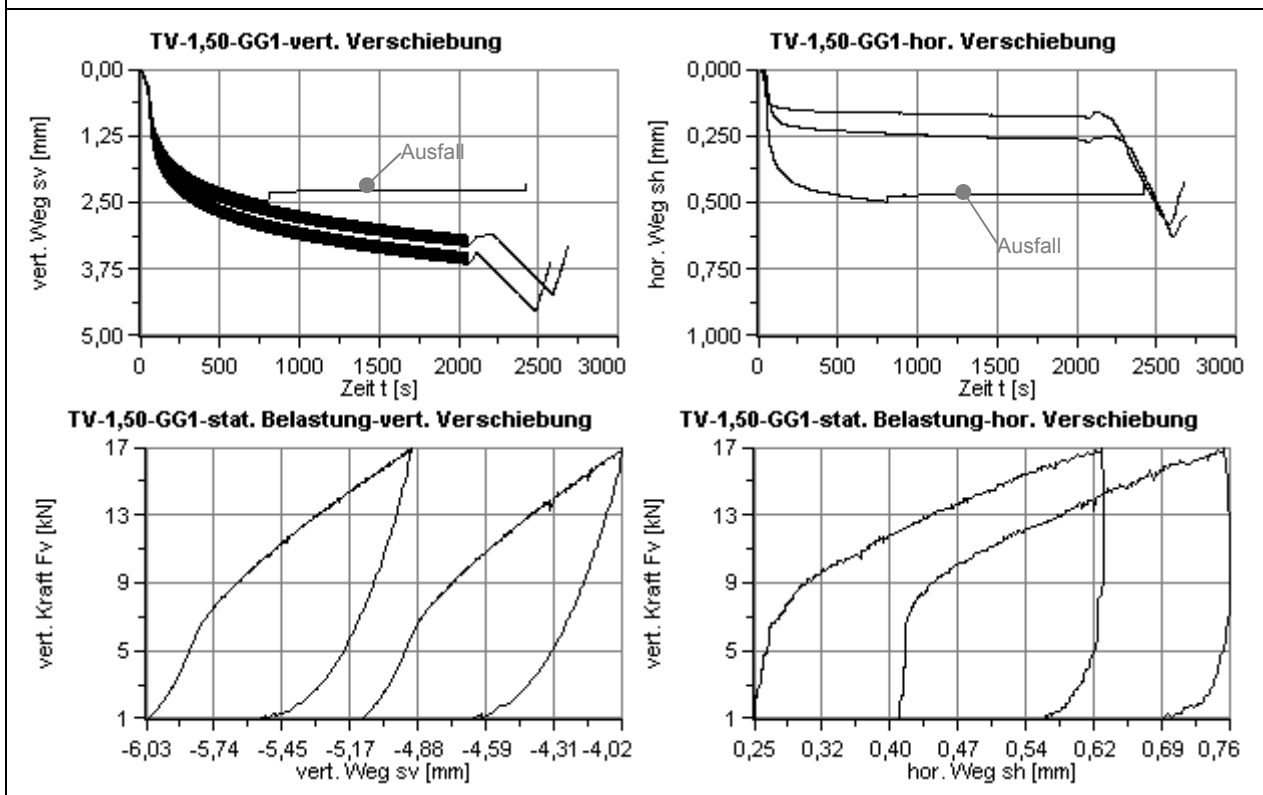
Lastfall 3 der Permanent Vorgespannten Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 1,50% und unendlicher Interaktion:
PV_05.01_07-03-2011 und PV_05.02_07-03-2011



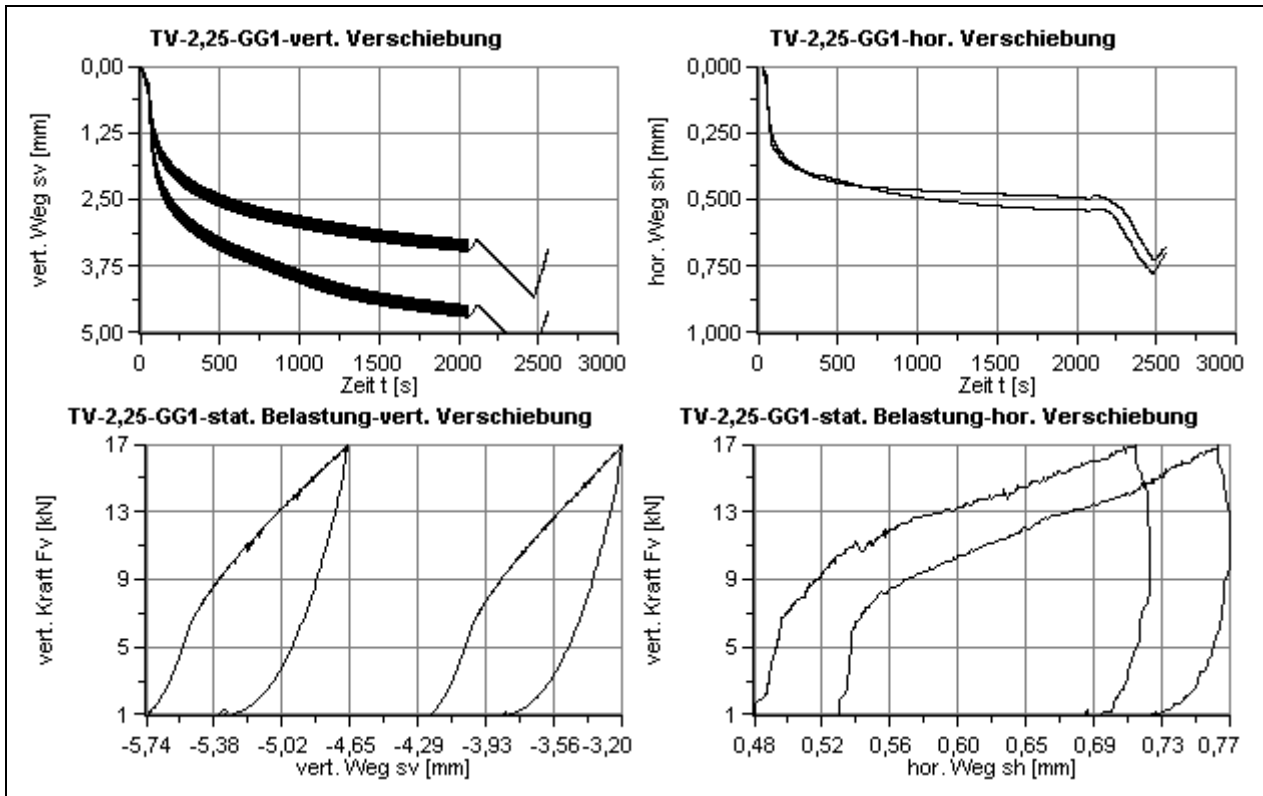
Lastfall 3 der Permanent Vorgespannten Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 2,25% und unendlicher Interaktion:
PV_06.01_07-03-2011 und PV_06.02_08-03-2011



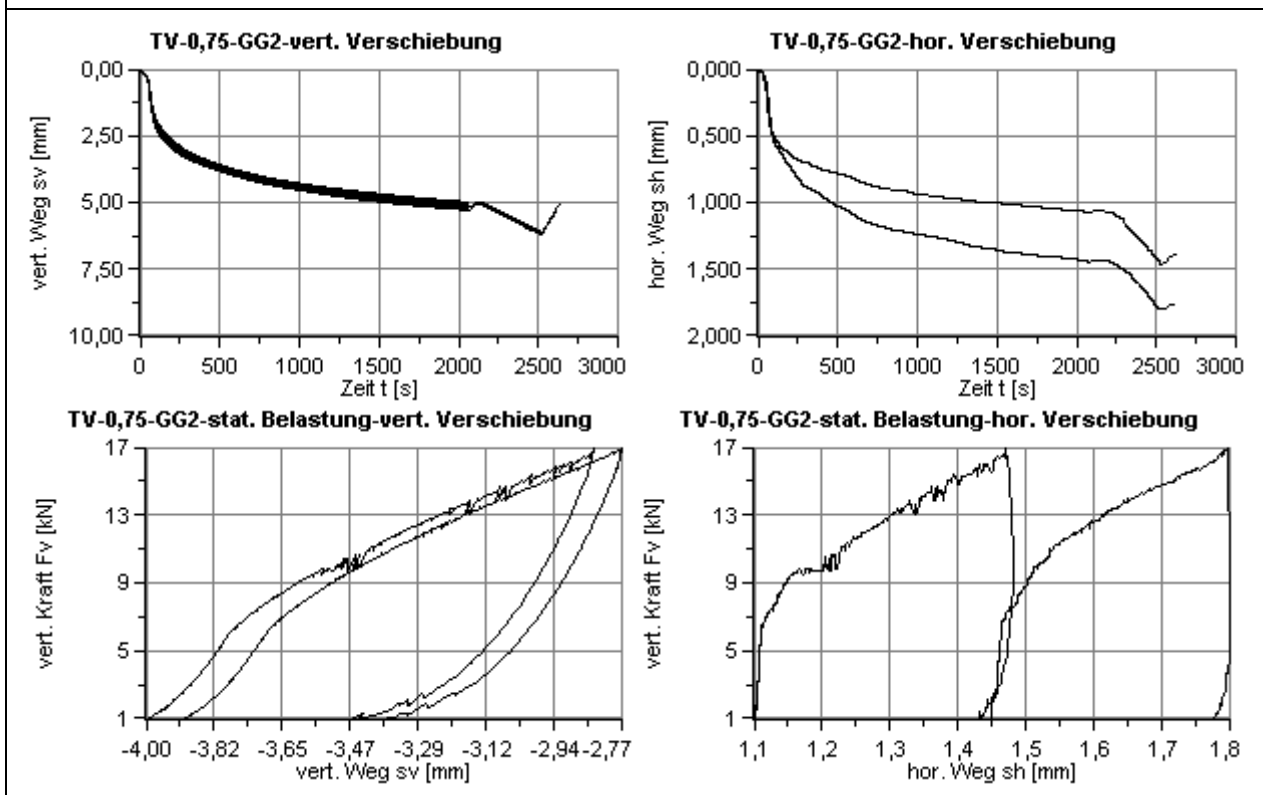
Lastfall 3 der Temporär Vorgespannten Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 0,75% und keiner Interaktion:
TV_01.01_01-03-2011 und TV_01.02_01-03-2011



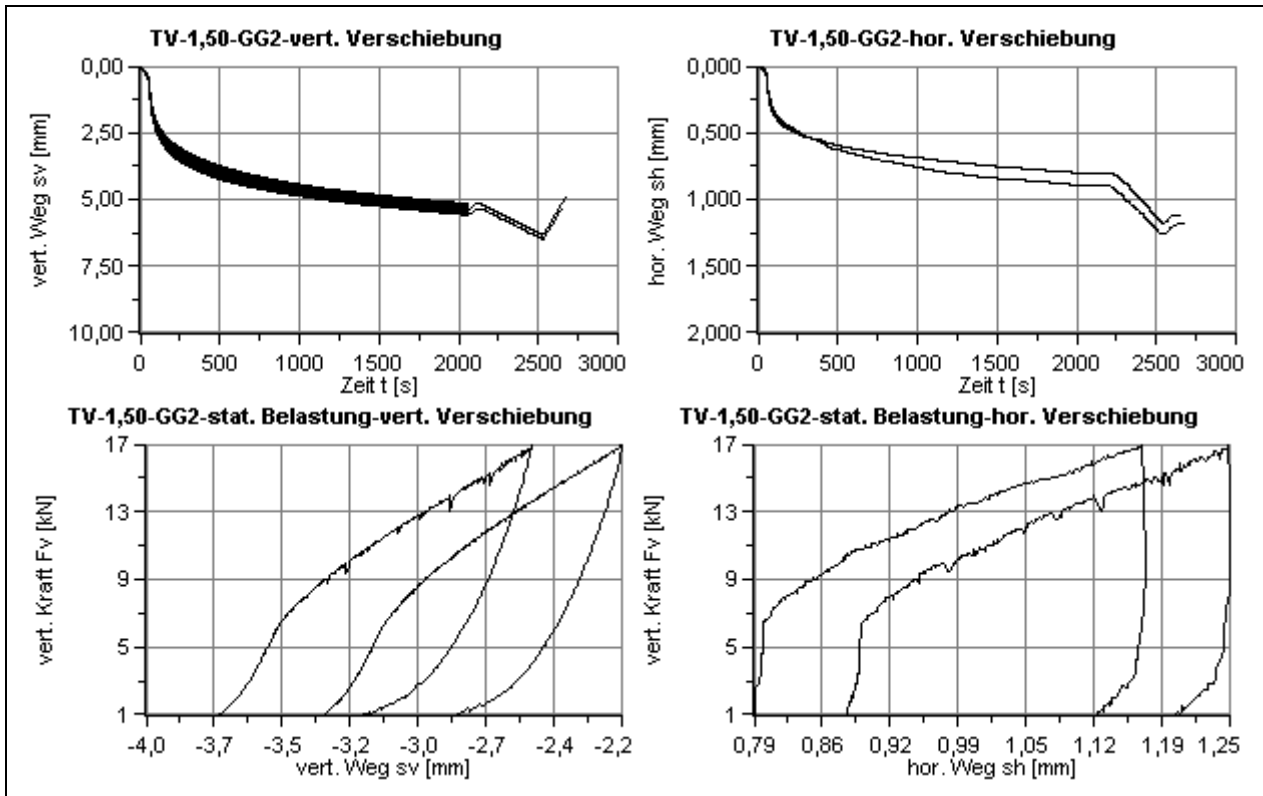
Lastfall 3 der Temporär Vorgespannten Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 1,50% und keiner Interaktion:
TV_02.01_28-03-2011, TV_02.02_28-03-2011 und TV_03.02_28-03-2011



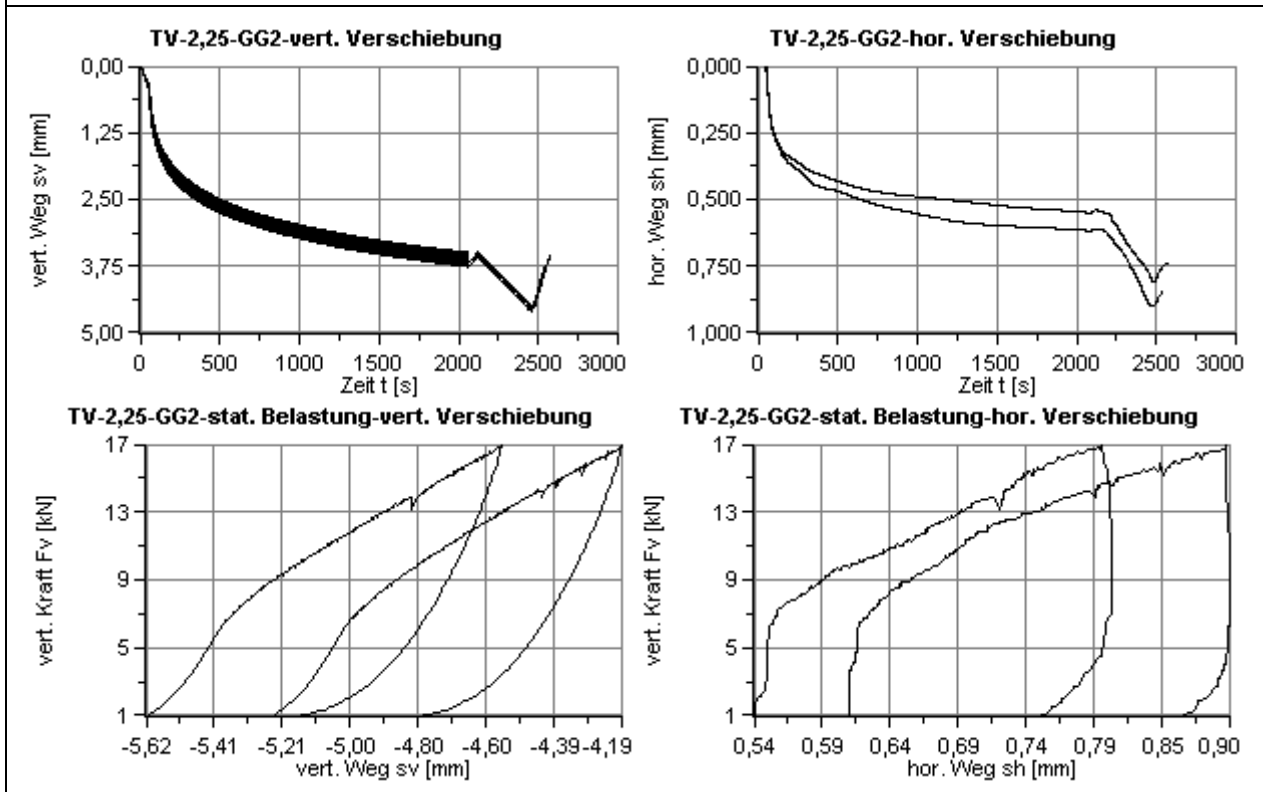
Lastfall 3 der Temporär Vorgespannten Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 2,25% und keiner Interaktion:
TV_03.01_29-03-2011 und TV_03.02_29-03-2011



Lastfall 3 der Temporär Vorgespannten Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 0,75% und keiner Interaktion:
TV_04.01_08-03-2011 und TV_04.02_08-03-2011



Lastfall 3 der Temporär Vorgespannten Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 1,50% und keiner Interaktion:
TV_05.01_09-03-2011 und TV_05.02_09-03-2011



Lastfall 3 der Temporär Vorgespannten Versuche mit Geogitter 2, Vorspanndehnung von 2,25% und keiner Interaktion:
TV_06.01_30-03-2011 und TV_06.02_30-03-2011

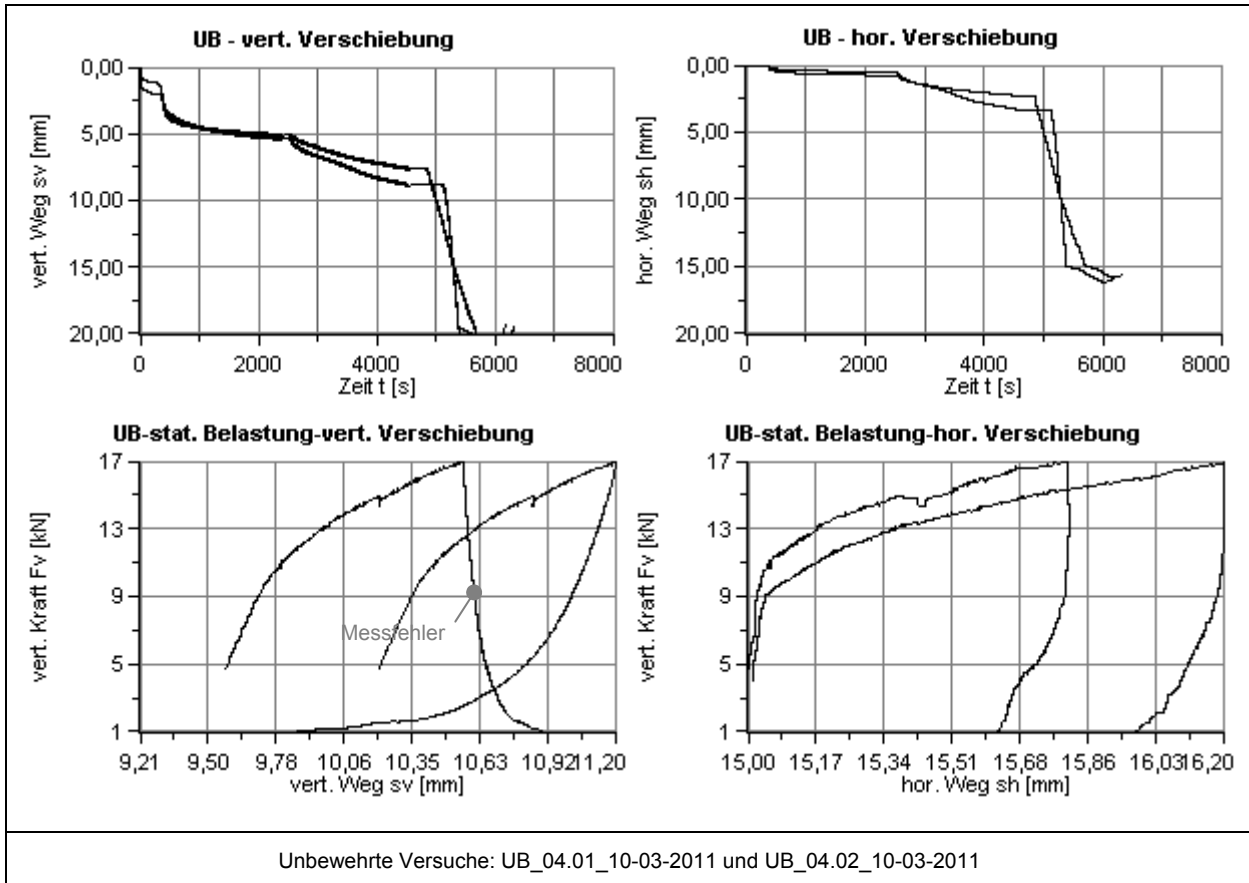
6.3. Versuchsreihe 2

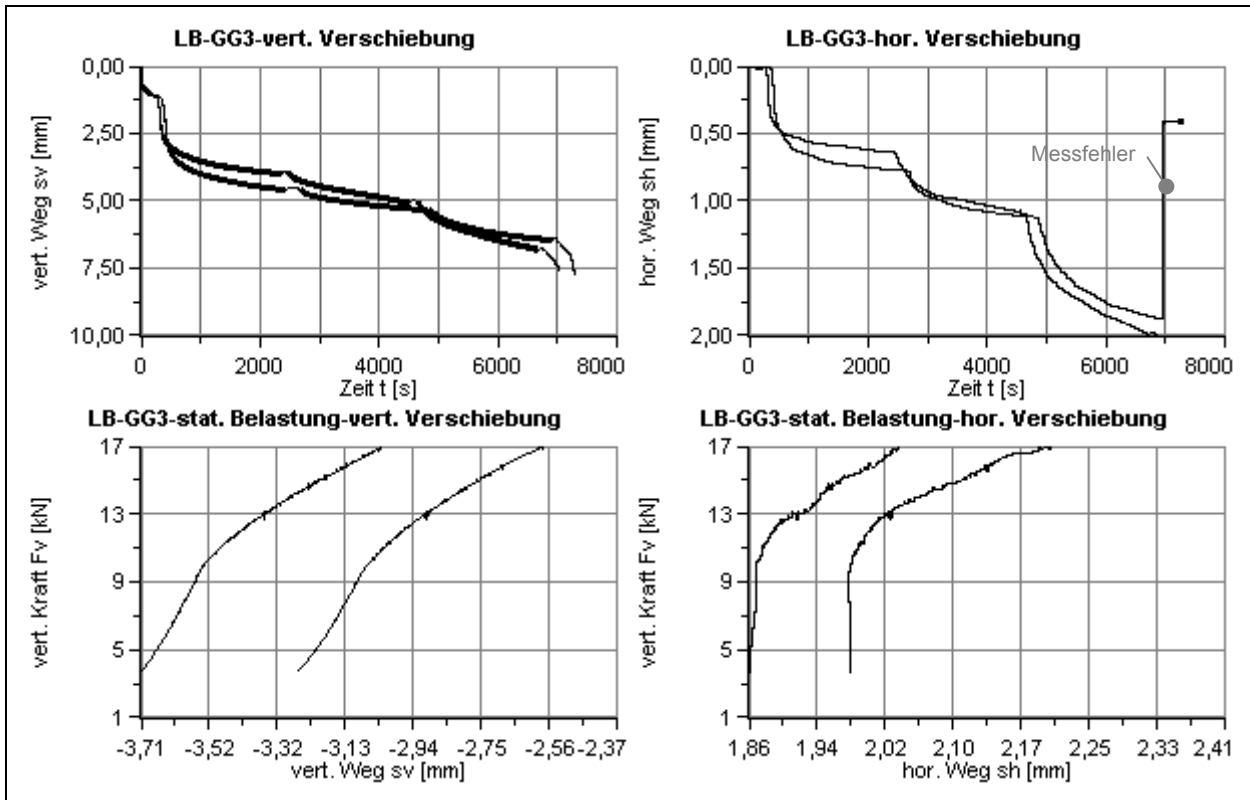
Die Versuchsparameter der Versuchsreihe 2 lassen sich aus der Tabelle 6-2 entnehmen. Es wird analog zur Versuchsreihe 1 ebenfalls drei verschiedene Laststufen in einem Versuchsdurchgang aufgebracht. Wobei hier die Auswirkung der seitlichen Stützung beurteilt werden sollte und diese von Laststufe zu Laststufe variiert wird. Die vertikale Belastung (statisch sowie dynamisch) ist in allen drei Laststufen ident. Die erste dynamische Lastkombination wird in der Versuchszeit t von 500 s bis 2500 s aufgebracht. Nachfolgend wird bis zu einer Versuchszeit von t ist gleich 4500 s die zweite dynamische Lastkombination aufgebracht um anschließend die dritte dynamische Lastkombination bis zur Versuchszeit von etwa 6500 s aufzubringen. Abschließend wird das Bodenpaket mit einer vertikalen statischen Beanspruchung bis 17 kN belastet und wieder entlastet. Nach dieser Entlastung ist der Versuchsdurchlauf abgeschlossen.

Vertikale stat. Kraft $F_{v,stat}$ [kN]	3,40
Erste seitl. Stützkraft F_{h1} [kN]	1,3
Zweite seitl. Stützkraft F_{h2} [kN]	0,9
Dritte seitl. Stützkraft F_{h3} [kN]	0,4

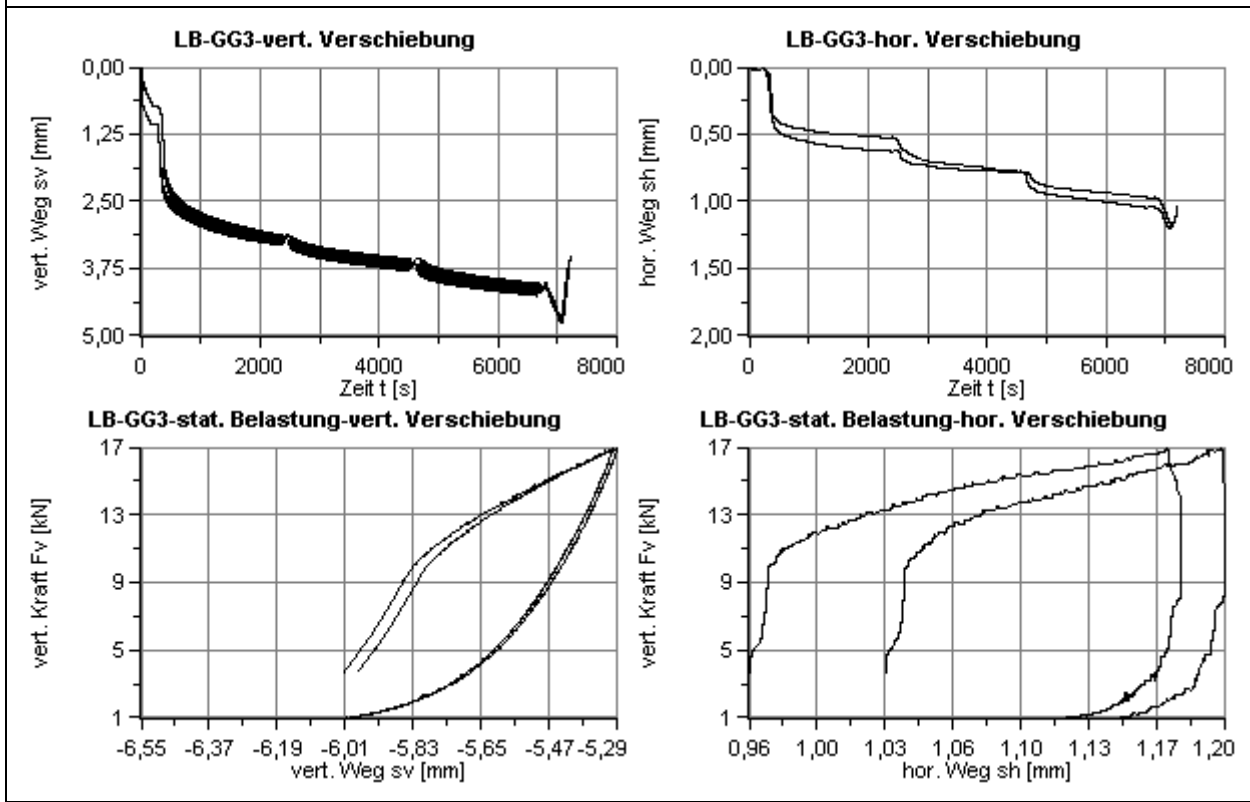
Vertikale dyn. Kraft $F_{v,dyn}$ [kN]	6,00
Frequenz f [Hz]	5
Lastwechselzahl N [-]	10000
Zweite vertikale stat. Kraft $F_{v2,stat}$ [kN]	17

Tabelle 6-2: Versuchsparameter der Versuchsreihe 2

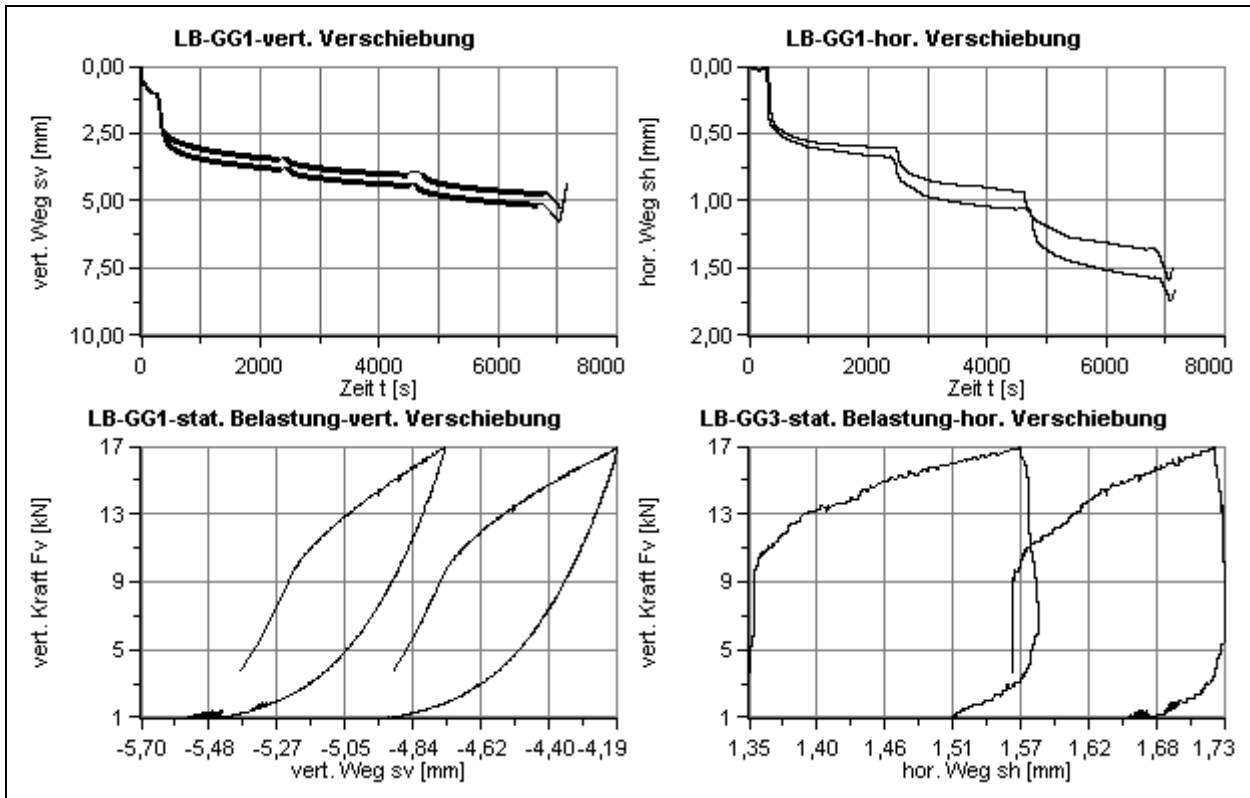




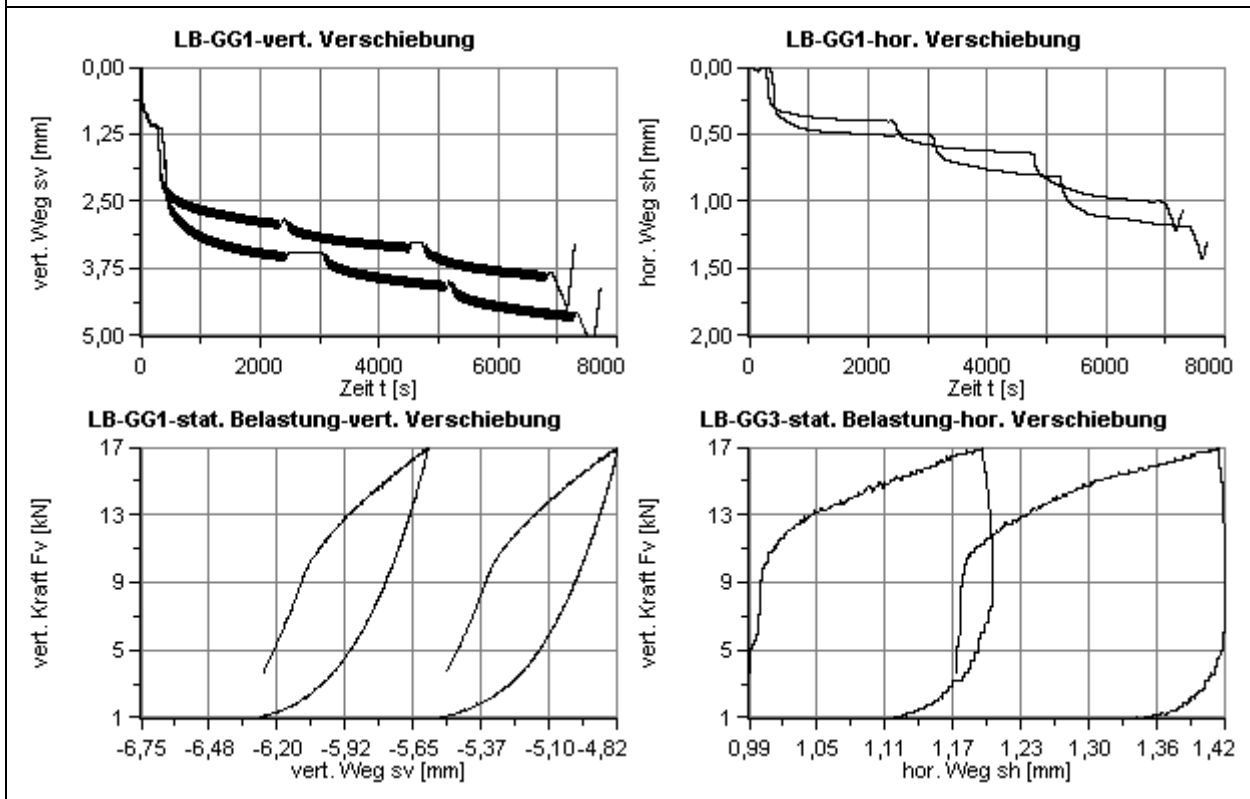
Lose Bewehrte Versuche mit Geogitter 3 und keiner Interaktion: LB_05.01_11-03-2011 und LB_05.02_11-03-2011



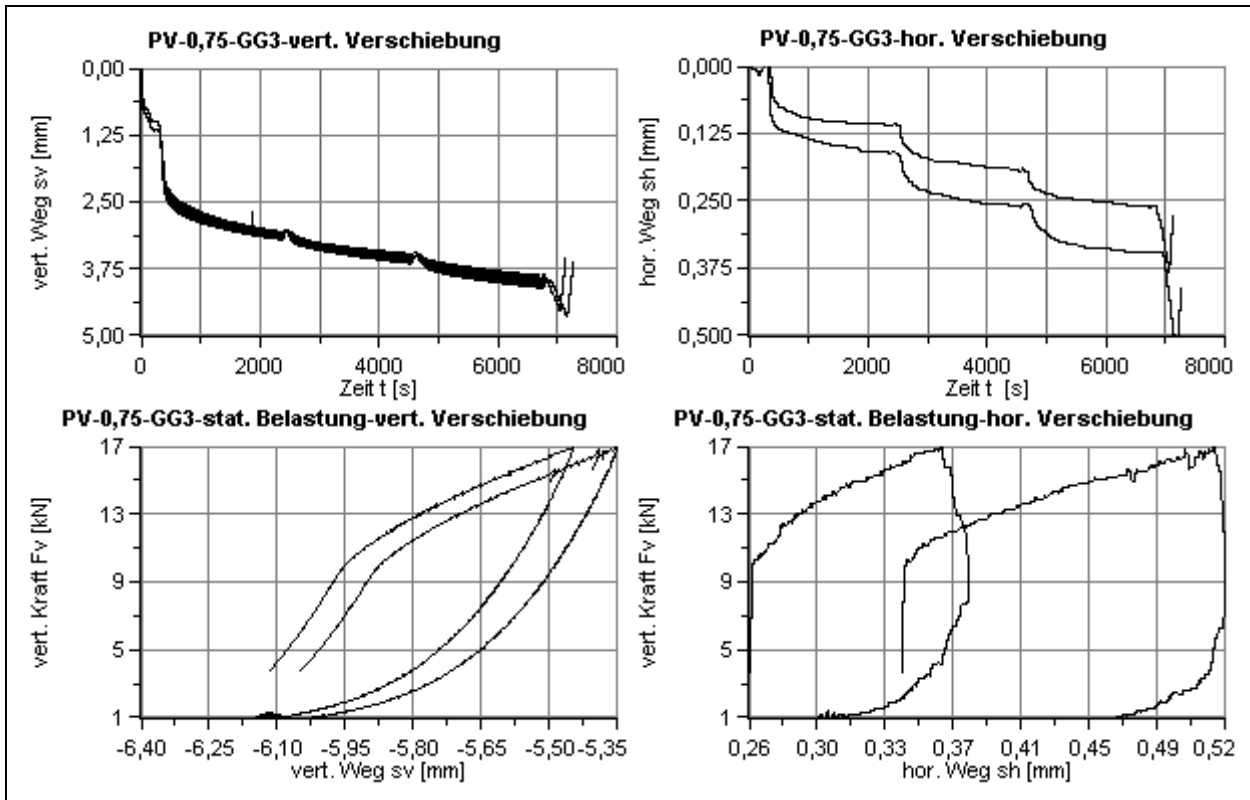
Lose Bewehrte Versuche mit Geogitter 3 und unendlicher Interaktion: LB_06.01_15-03-2011 und LB_06.02_15-03-2011



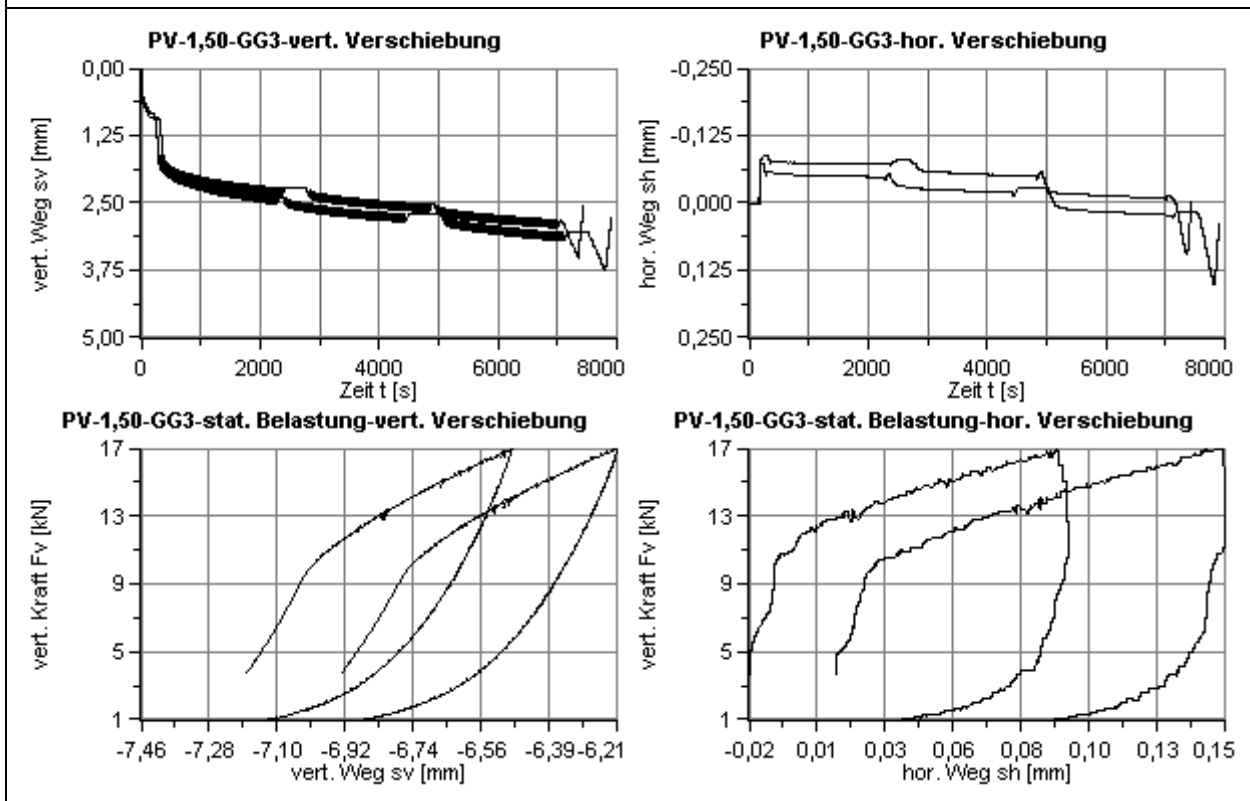
Lose Bewehrte Versuche mit Geogitter 1 und keiner Interaktion: LB_07.01_21-03-2011 und LB_07.02_21-03-2011



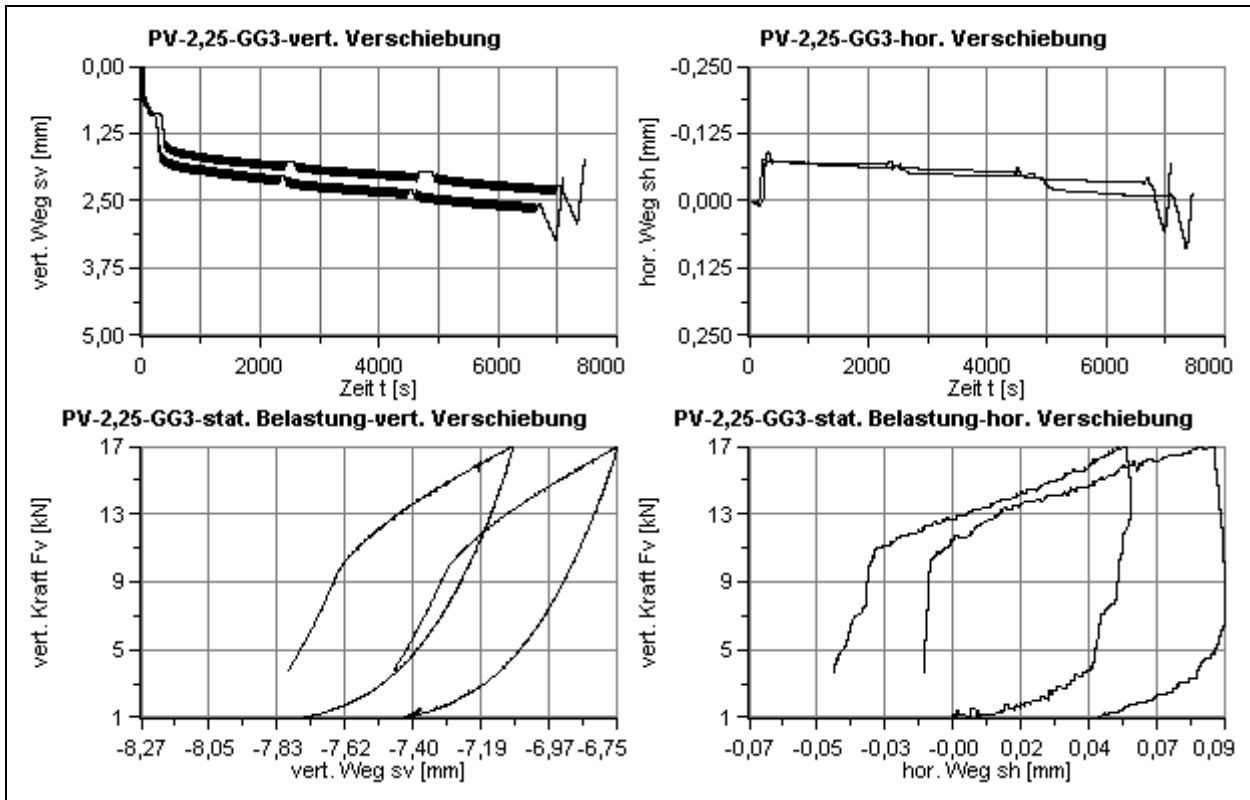
Lose Bewehrte Versuche mit Geogitter 1 und unendlicher Interaktion: LB_08.01_21-03-2011 und LB_08.02_22-03-2011



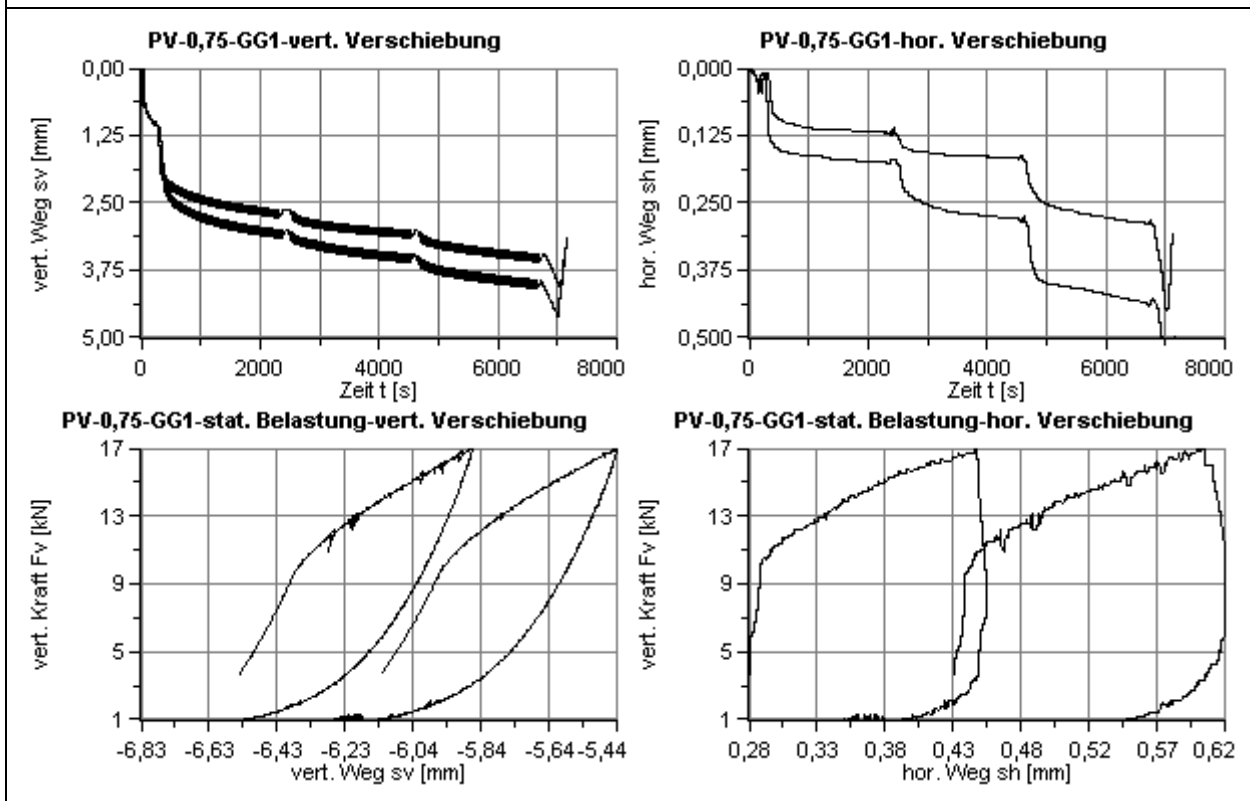
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 3, Vorspanndehnung von 0,75% und unendlicher Interaktion: PV_07.01_15-03-2011 und KV_07.02_16-03-2011



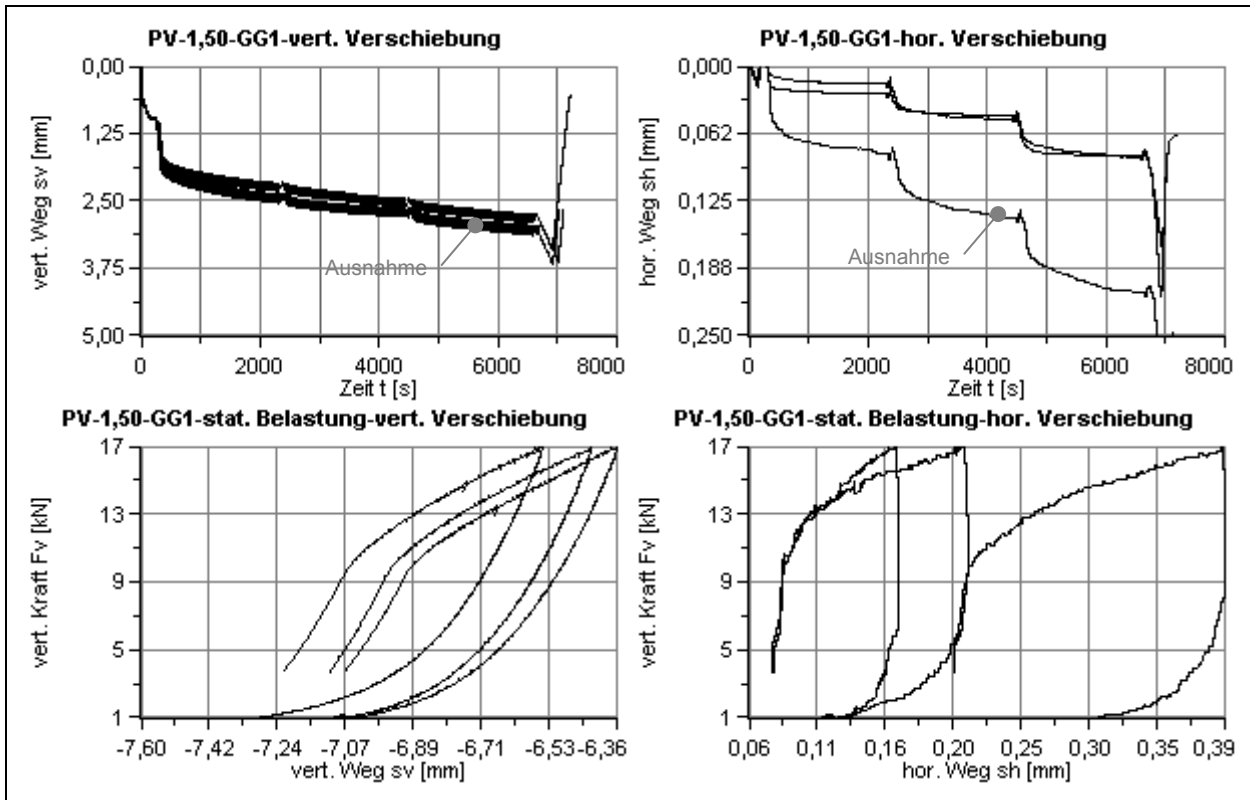
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 3, Vorspanndehnung von 1,50% und unendlicher Interaktion: PV_08.01_16-03-2011 und KV_08.02_16-03-2011



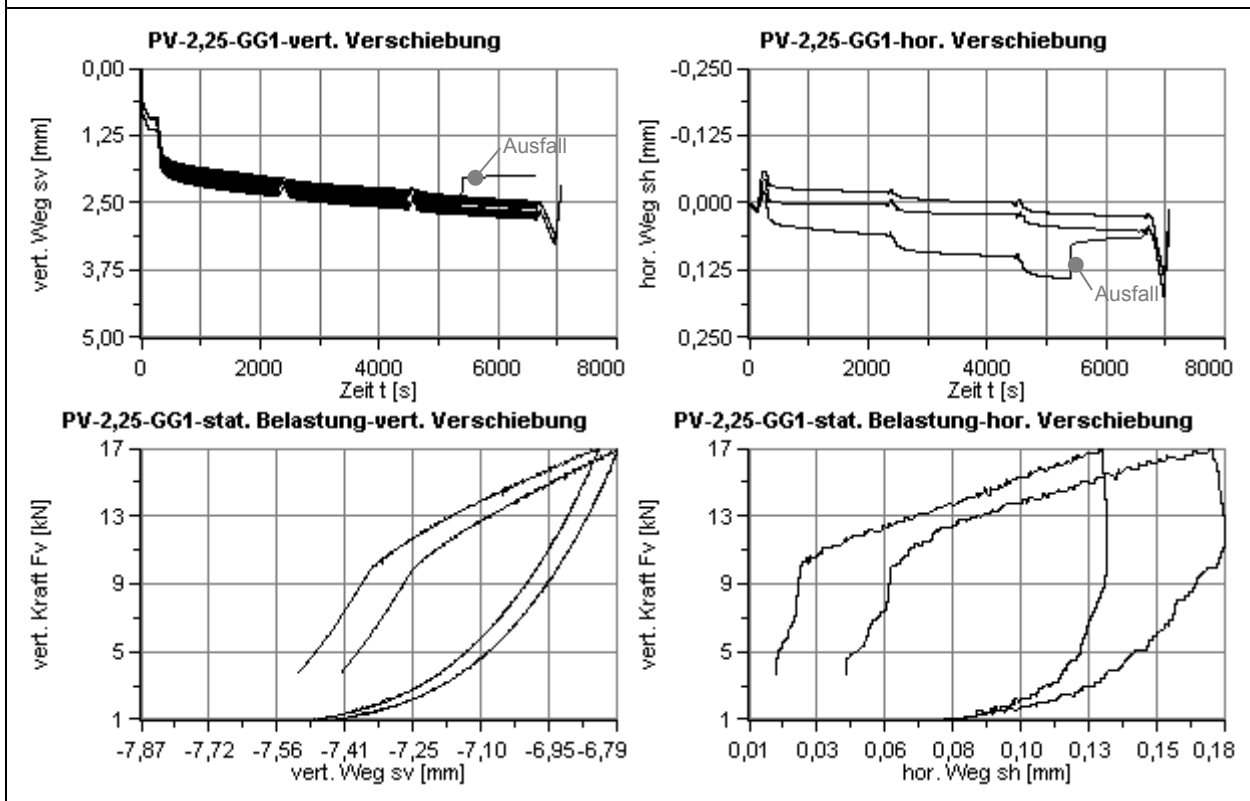
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 3, Vorspanndehnung von 2,25% und unendlicher Interaktion: PV_09.01_17-03-2011 und KV_09.02_17-03-2011



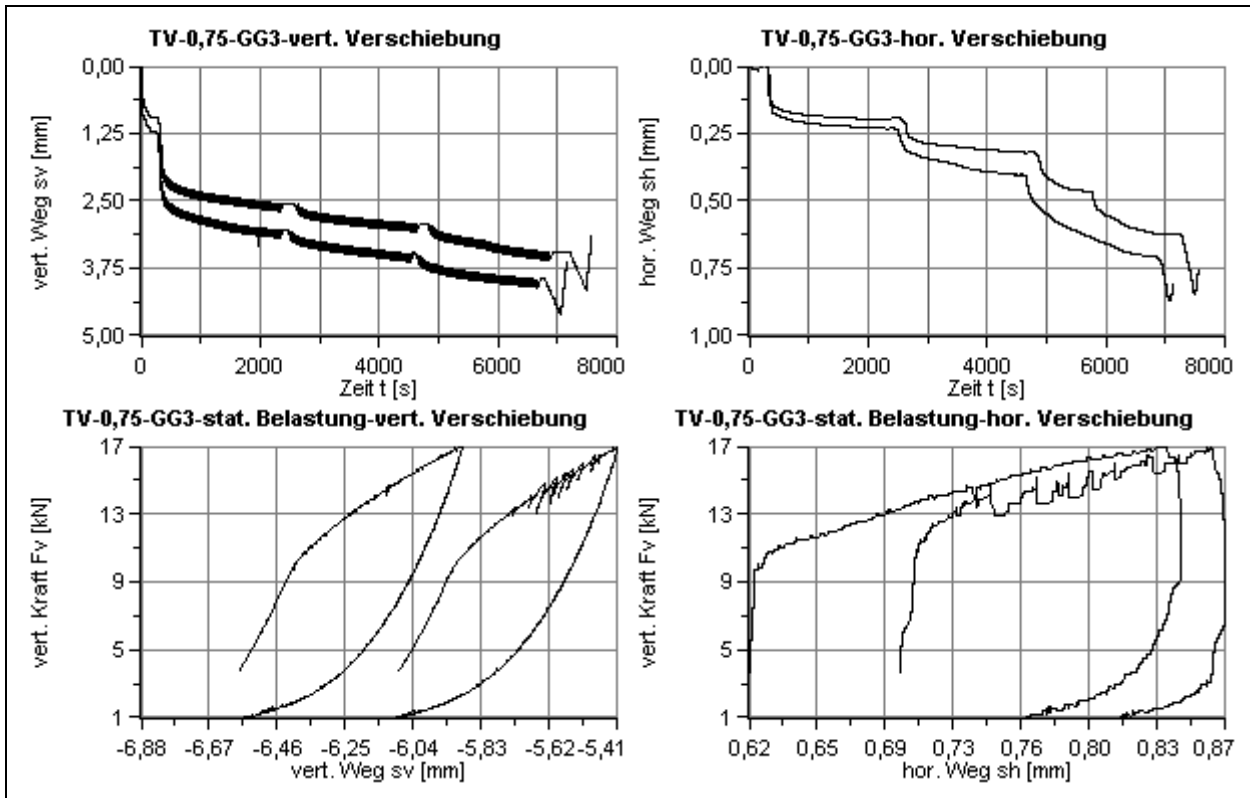
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 0,75% und unendlicher Interaktion: PV_10.01_22-03-2011 und KV_10.02_22-03-2011



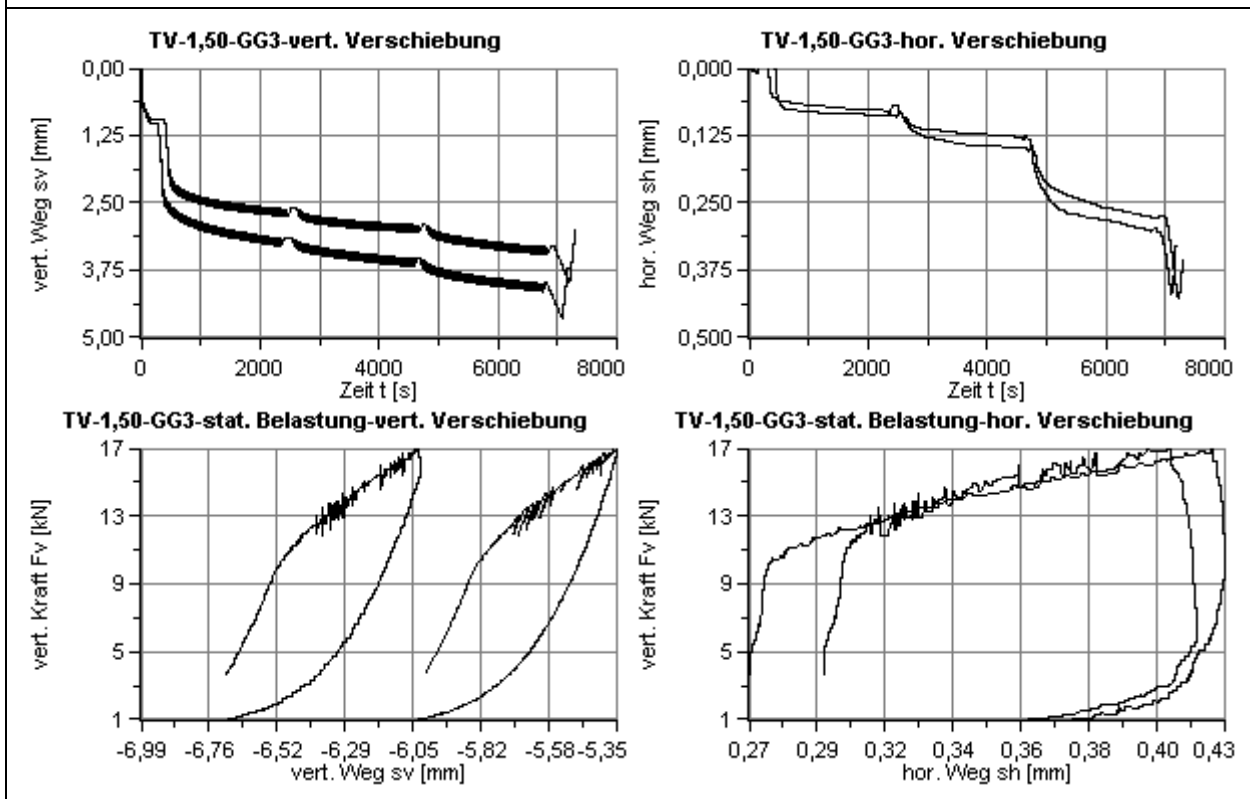
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 1,50% und unendlicher Interaktion: PV_11.01_23-03-2011, KV11.02_23-03-2011 und KV_11.03_23-03-2011



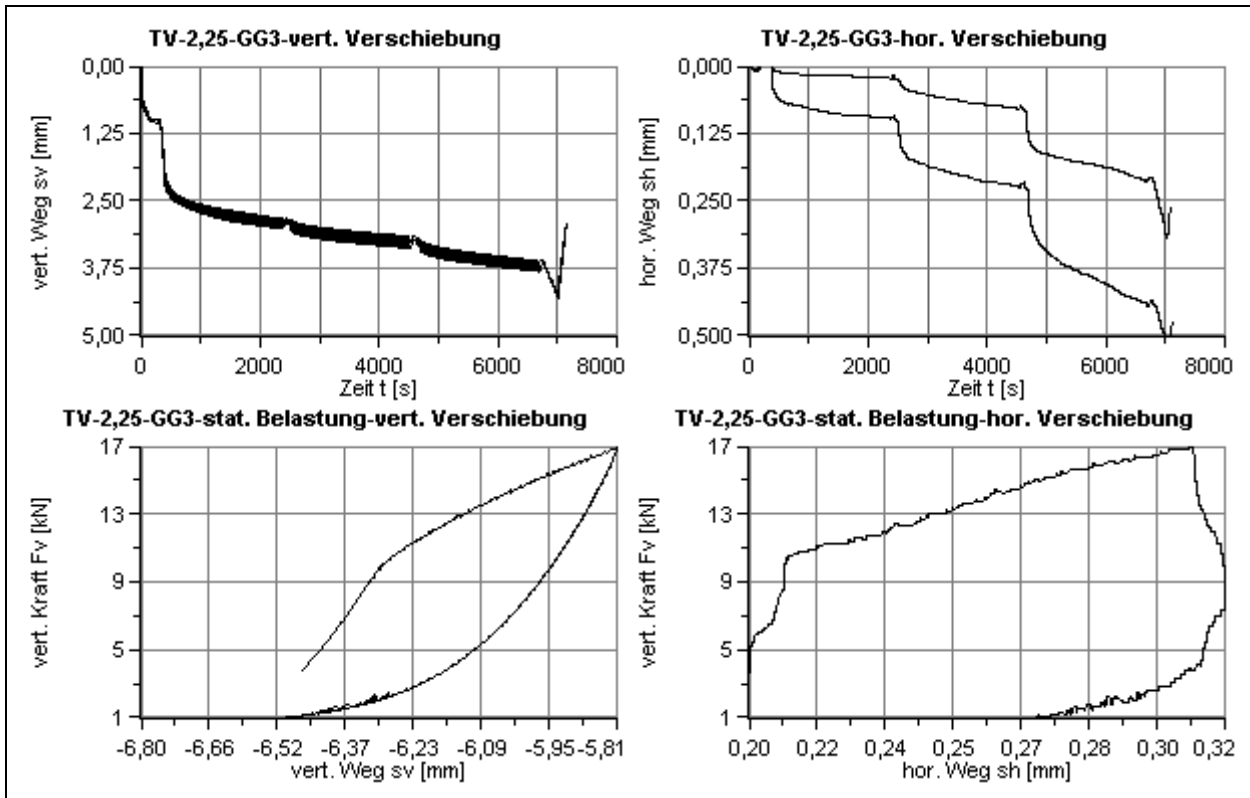
Permanent Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 2,25% und unendlicher Interaktion: PV_12.01_24-03-2011 und KV12.02_24-03-2011



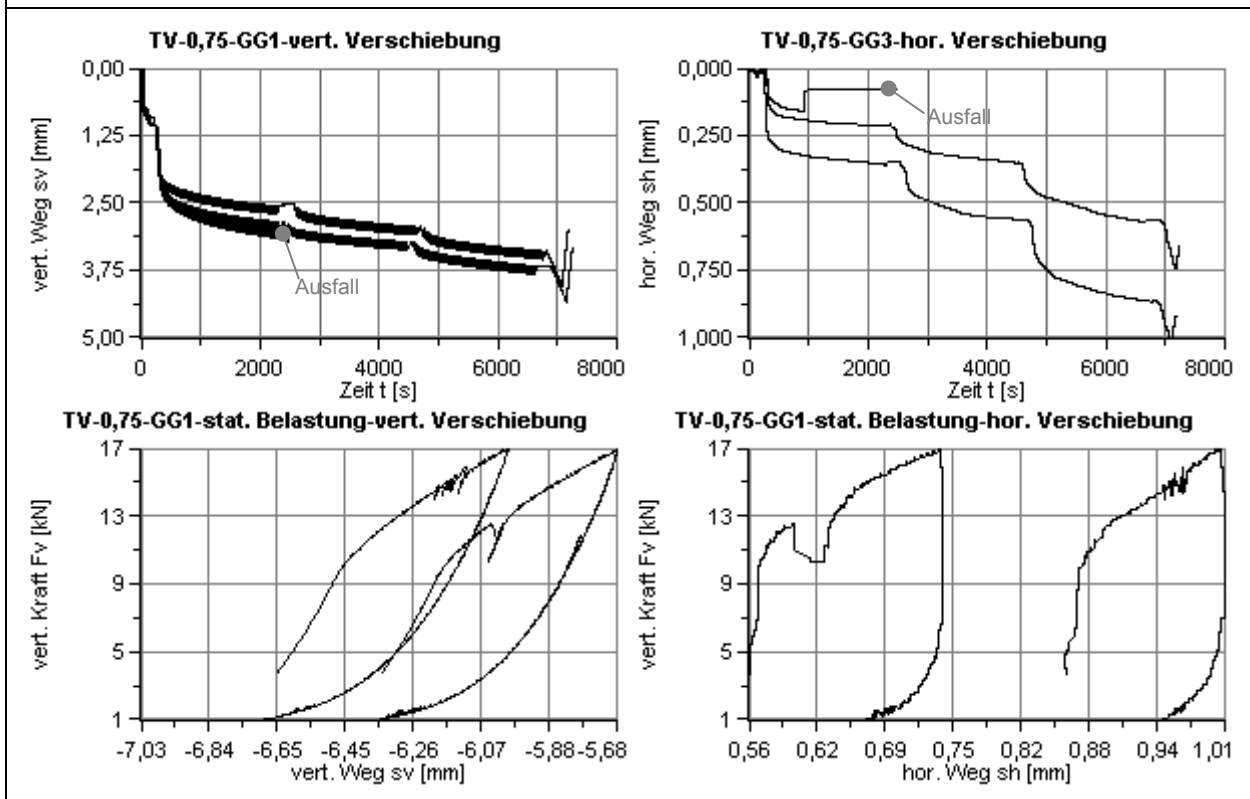
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 3, Vorspannziehung von 0,75% und keiner Interaktion: TV_07.01_17-03-2011 und TV_07.02_17-03-2011



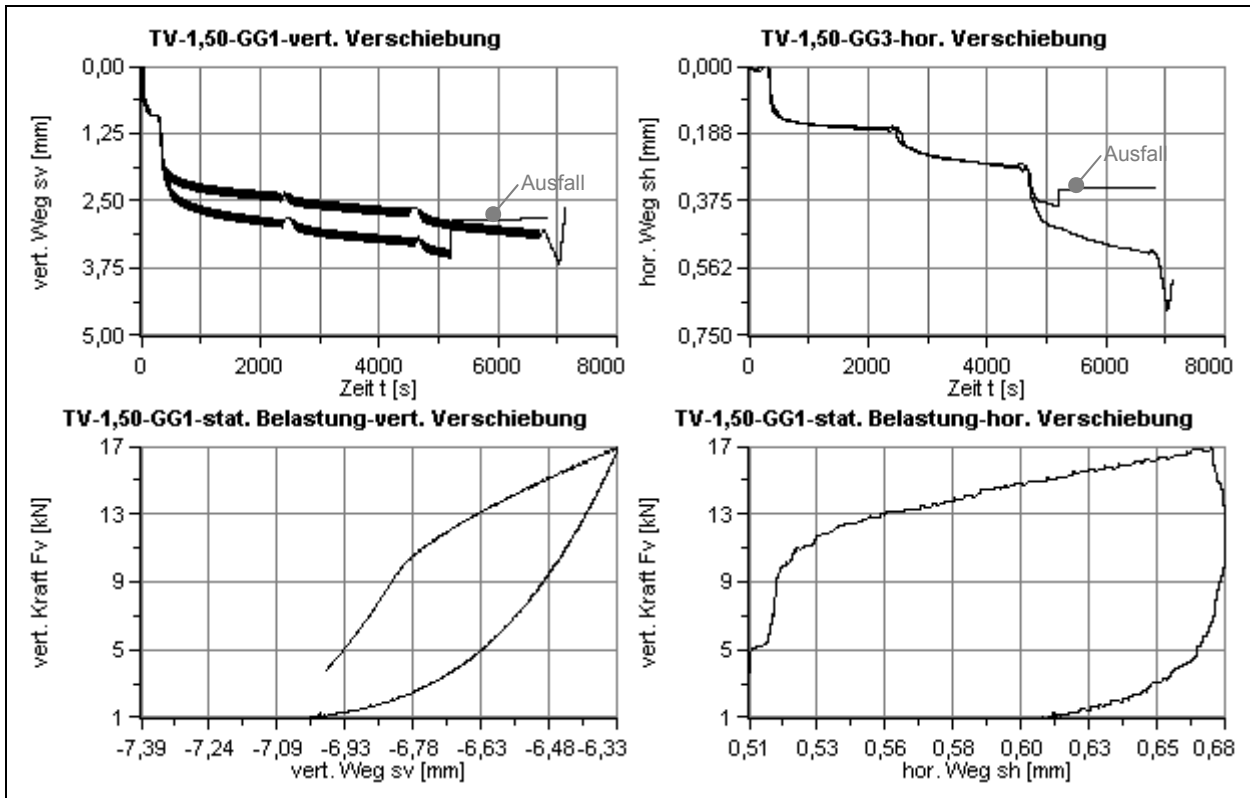
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 3, Vorspannziehung von 1,50% und keiner Interaktion: TV_08.01_18-03-2011 und TV_08.02_18-03-2011



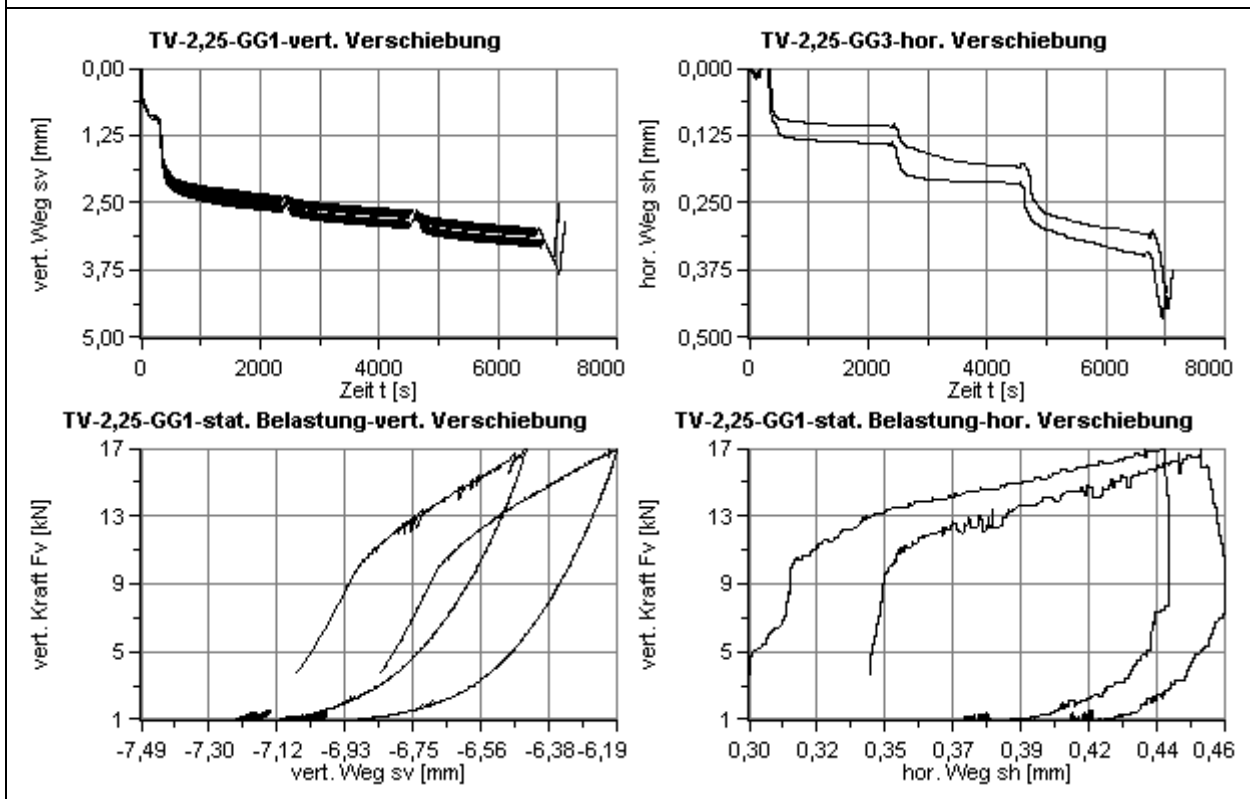
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 3, Vorspanndehnung von 2,25% und keiner Interaktion: TV_09.01_19-03-2011 und TV_09.02_19-03-2011



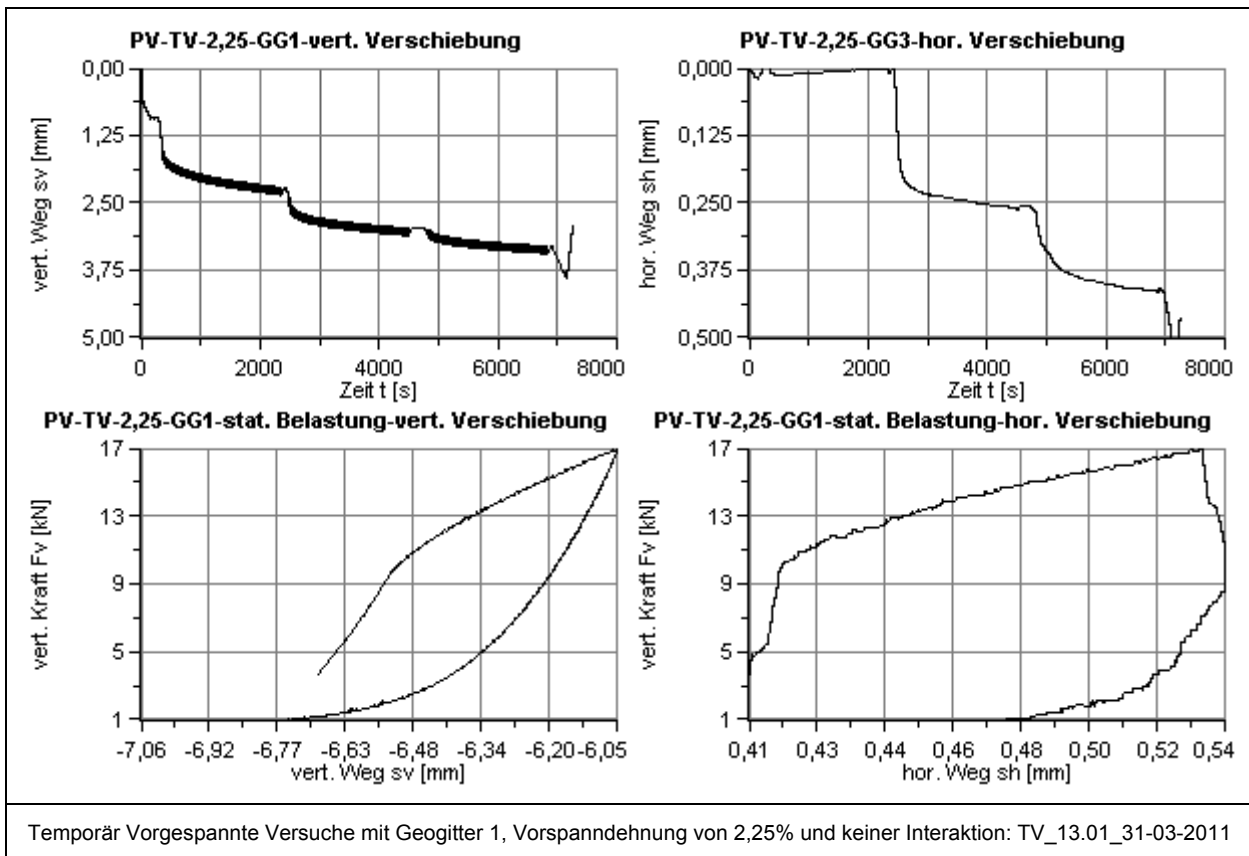
Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspanndehnung von 0,75% und keiner Interaktion: TV_10.01_24-03-2011, TV_10.02_25-03-2011 und TV_10.03_25-03-2011



Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspannziehung von 1,50% und keiner Interaktion: TV_11.01_25-03-2011 und TV_11.02_25-03-2011



Temporär Vorgespannte Versuche mit Geogitter 1, Vorspannziehung von 2,25% und keiner Interaktion: TV_12.01_26-03-2011 und TV_12.02_26-03-2011



6.4. Zugversuche

Bei den Zugversuchen werden die Geogitter bis zu einer Dehnung ε von 2,25 % des Geogitter belastet und die Zugkraft die für diese Dehnung aufzuwenden ist, wird über 10 min aufrecht erhalten um diese anschließend wieder auf null abzubauen. Die Zugversuche werden für die drei Geogitter durchgeführt und die Ergebnisse sind nachfolgend aufgelistet.

Es zeigt sich, dass das erste Geogitter eine geringere Steifigkeit, vor allem im kleinen Dehnungsbereich bis 0,75 %, aufweist. Es begründet sich vor allem durch die unterschiedliche Herstellungsart des Geogitter 1 zu den Geogittern 2 und 3. Die Dehnsteifigkeit des ersten Geogitters in diesem System stellt sich bis zu einer Dehnung von 2,25 % als nichtlinear dar. Die Geogitter 2 und 3 weisen eine höhere Anfangsdehnsteifigkeit in einem Bereich von 0,5 bis 1,0 % auf.

Bei den Geogitter 2 und 3 zeigt sich ein Schlupf zwischen beweglicher Wand und äußersten Strang des Geogitters. Dies tritt jedoch nur bei den Zugversuchen auf. Ein Auftreten dieses Phänomens kann bei den Untersuchungen des geogitterbewehrten Bodens mit permanenter Verspannung nicht erkannt werden. Die Abbildung 6-1 zeigt eine deutlich sichtbare Entlastung des äußersten Geogitterstranges. Bei dem ersten Geogitter sind die entstehenden Kräfte geringer und infolgedessen taucht diese Erscheinung nicht auf.

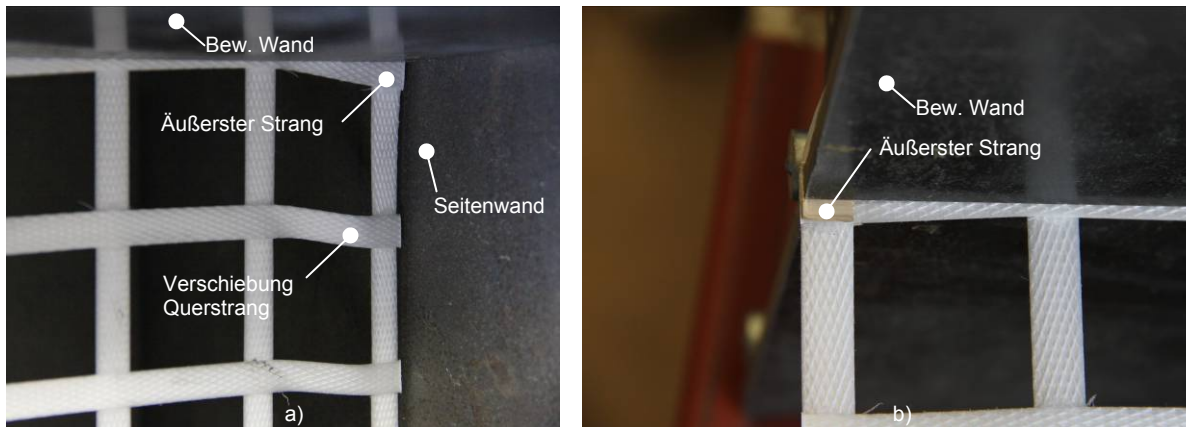
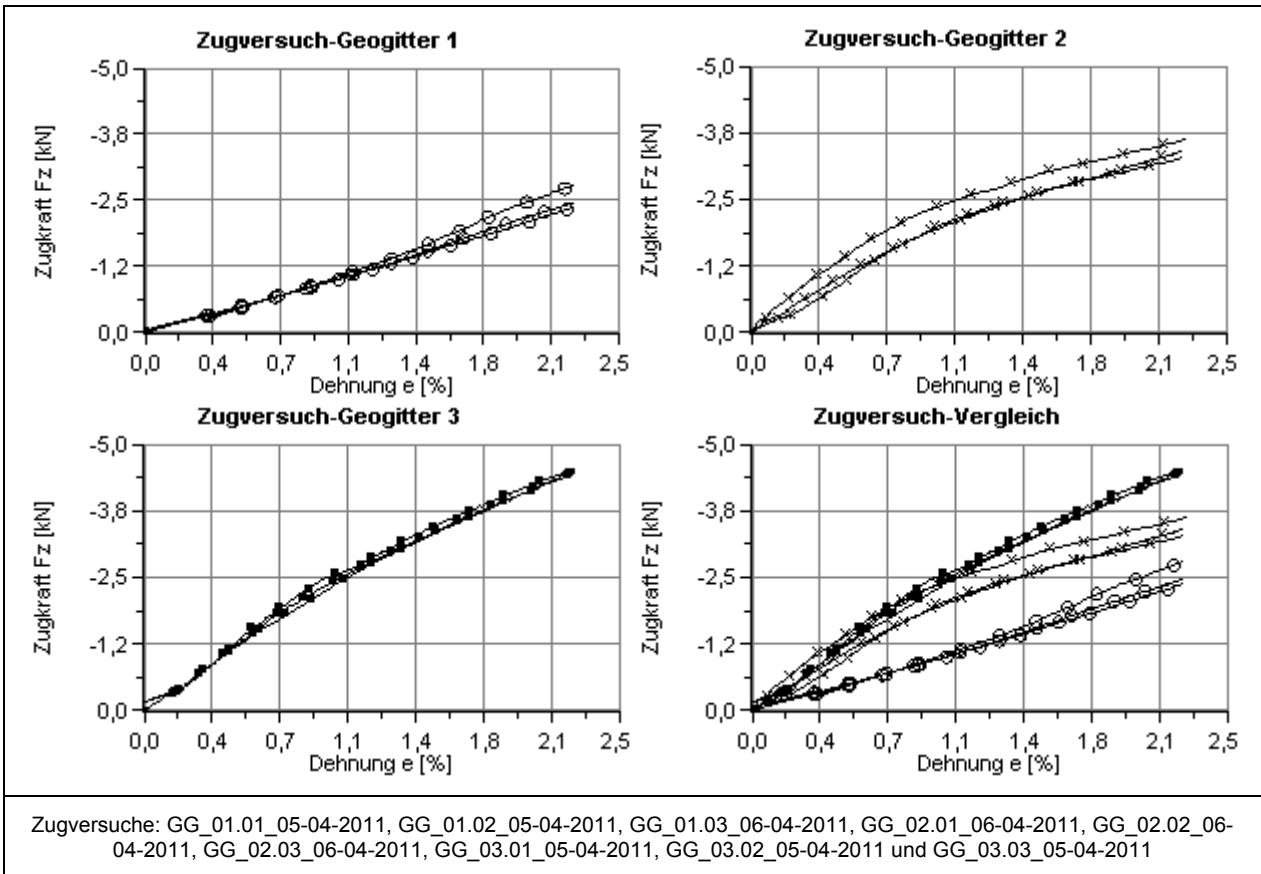


Abbildung 6-1: Schlupf des äußersten Geogitterstranges im a) belasteten Zustand und b) im entlasteten Zustand

7. INTERPRETATION DER ERGEBNISSE

In diesem Kapitel werden die Ergebnisse der einzelnen Versuche gegenübergestellt, wobei wiederum zwischen der Versuchsreihe 1 und der Versuchsreihe 2 unterschieden wird. Zuerst wird auf die Versuchsreihe 1 eingegangen, danach werden die Ergebnisse der Versuchsreihe 2 interpretiert. Anschließend werden die Erkenntnisse der Schwingungsanalyse angeführt und erläutert. Abschließend werden die Erkenntnisse aus der Untersuchung der Ergebnisse der PIV – Methode erläutert.

7.1. Versuchsreihe 1

Wie aus den Ergebnissen in Kapitel 6 ersichtlich ist, ergeben sich für die erste Versuchsreihe ausschließlich in der dritten dynamischen Lastkombination aussagekräftige Verschiebungen. Aus diesem Grund wird für die folgenden Betrachtungen nur dieser Bereich herangezogen. Anschließend werden die Ergebnisse der statischen Belastung des Bodenpaketes erläutert.

7.1.1. Dynamische Lastkombination 3

Bei dieser Lastkombination ergeben sich für den unbewehrten Zustand (UB) vertikale Verschiebungen s_v von etwa 18 [mm]. Wobei hier angemerkt werden muss, dass die unbewehrten Versuche vorzeitig abgebrochen werden mussten, da eine maximale horizontale Verschiebung s_h von 15 [mm] erreicht wurde. Für diese Lastkombination werden im unbewehrten Zustand (UB) fortlaufend horizontale und dementsprechend vertikale Verschiebungen akkumuliert deren Inkremente über die Versuchszeit t , respektive Lastwechselzahl N nicht abnehmen. Dies bedeutet, dass ein zyklisch-dynamisches Gleichgewicht im unbewehrten Zustand (UB) unter dieser Lastkombination nicht erreicht werden kann.

Im Gegensatz dazu zeigt das Einlegen eines Geogitters eine positive Auswirkung auf die horizontalen Verschiebungen s_h und infolgedessen ebenso auf die vertikalen Verschiebungen s_v . Wird das Bodenpaket lose mit keiner Interaktion (siehe Kapitel 2.3.3) bewehrt (LB) so akkumulieren sich vertikale Verschiebungen s_v von 8,5 [mm] bei einer Lastwechselzahl N von 10000. Die Verschiebungsinkremente nehmen im lose bewehrten (LB) Zustand über die Lastwechselzahl N ab. Infolgedessen kann ausgegangen werden, dass ein lose bewehrtes Bodenpaket einen zyklisch-dynamischen Gleichgewichtszustand erreicht und sich nach einer entsprechenden Lastwechselzahl vernachlässigbar kleine Verschiebungen akkumulieren.

Durch die Nachbildung einer unendlich hohen Interaktion im lose bewehrten (LB) Zustand (siehe Kapitel 2.3.3) verringern sich die vertikalen Verschiebungen weiters um ein Drittel. Die Aufbringung einer permanenten Vorspannkraft (PV) vermindert, des weiteren je nach Vorspanngrad des Geogitters, die vertikalen Verschiebungen.

Die Auswirkungen der Geogitterbewehrung und des Vorspanngrades auf die horizontalen Verschiebungen zeigen sich analog zu den Auswirkungen auf die vertikalen Verschiebungen. Durch die Einlage eines Geogitters werden weniger horizontale Verschiebungen über die Versuchsdauer aufgebaut. Infolge der geringeren horizontalen Verschiebungen vermindern sich die vertikalen Verschiebungen. Die vertikalen Verschiebungen setzen sich aus Verschiebungen infolge Verdichtung des Bodens und Verschiebungen infolge der horizontalen Verschiebungen zusammen.

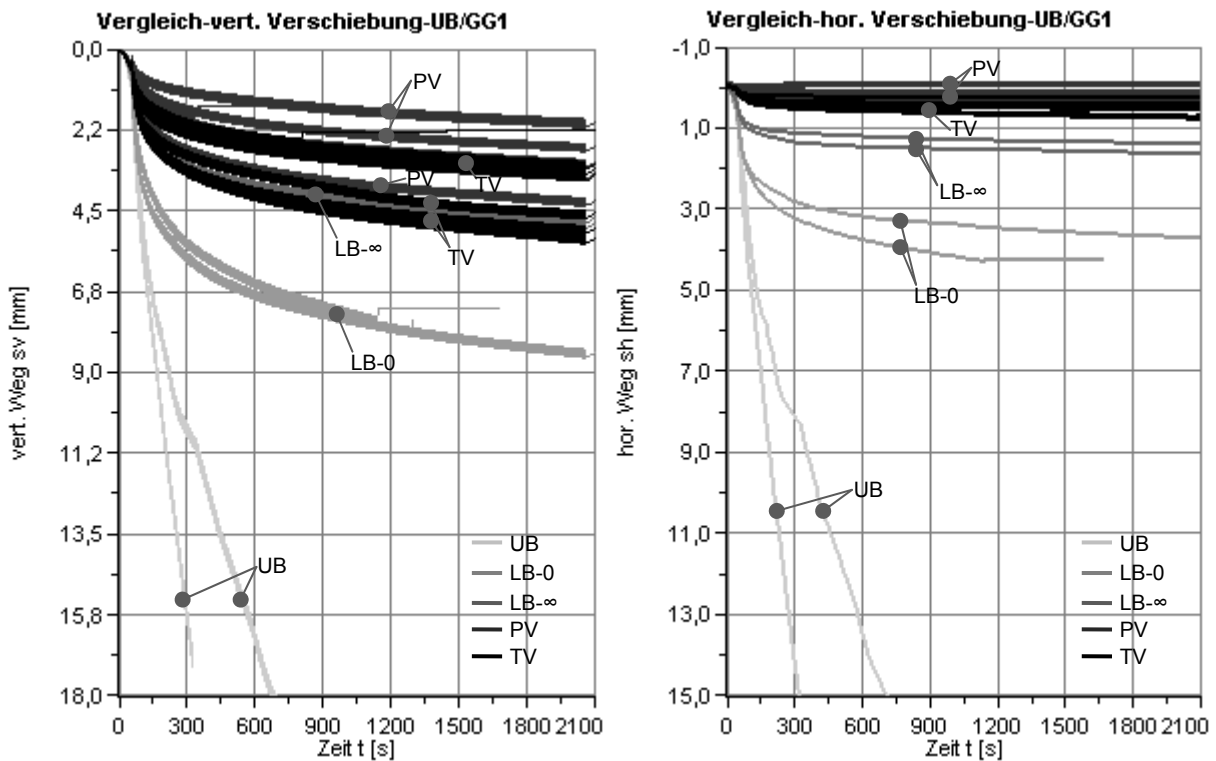


Abbildung 7-1: vert. und horiz. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 1

Eine Erhöhung der Vorspannkraft von 0,75 auf 2,25 % im permanenten Zustand hat lediglich eine geringe Auswirkung auf die horizontalen Verschiebungen des Bodenpaketes. Dies resultiert daraus, dass bei einem Vorspanngrad von 1,50% lediglich horizontale Verschiebungen auftreten, die kleiner sind als 0,2 mm. Auf die vertikalen Verschiebungen hat eine Erhöhung der permanent aufgebrauchten Vorspannkraft hingegen einen höheren Einfluss. Wie vorhin erwähnt setzt sich die vertikale Verschiebung aus einem Anteil aus der Verdichtung des Bodens und einem Anteil infolge der horizontalen Verschiebung zusammen. Wobei die vertikale Verschiebung infolge der horizontalen Verschiebung durch die geringe horizontale Verschiebung ebenso als gering erachtet werden kann. Die größere Minderung der vertikalen Verschiebungen erfolgt durch eine geringere Verdichtung des Bodens unter dem Geogitter. Durch die permanente Vorspannung des Geogitters und der Einbaurandbedingungen des Geogitters tritt eine Seiltragwirkung im Geogitter auf. Eine vertikale Verschiebung des Geogitters ist an beiden Enden nicht möglich. Eine permanente Vorspannung wirkt sich infolgedessen positiv auf das vertikale Verschiebungsverhalten des Bodenpaketes aus, da durch eine Setzung des Geogitters zur Mitte eine vertikale Kraftkomponente im Geogitter aufgebaut werden kann.

Für das zweite Geogitter lassen sich analog zum ersten Geogitter die gleichen Schlussfolgerungen ziehen (Abbildung 7-2). Es zeigt sich wiederum, dass durch eine lose Bewehrung eine deutliche Verbesserung des vertikalen (6,8 mm) und horizontalen (2,0 mm) Verschiebungsverhalten zum unbewehrten Zustand erzielt werden kann. Da das Geogitter im lose bewehrten Zustand im Falle einer unendlich hohen Interaktion am Ende horizontal durch die Vorspannvorrichtung gehalten ist, zeigen sich hier wiederum geringere horizontale (1,0 mm) und somit auch vertikale Verschiebungen (3,5 mm) als bei keiner Interaktion, bei der das Geogitter am Ende nicht horizontal gehalten wird. Ebenso zeigt sich, dass die permanent vorgespannten Versuche, die geringsten vertikalen und horizontalen Verschiebungen aufweisen. Wobei hier wiederum die Auswirkungen des Vorspanngrades auf die horizontalen Verschiebungen geringer sind als auf die vertikalen Verschiebungen. Dies wird auf die beim Geogitter 1 beschriebenen Einflüsse zurückgeführt. Die temporär vorgespannten Versuche ordnen sich, je nach Vorspanngrad, zwischen den beiden lose bewehrten Versuchen mit keiner und unendlich hoher Interaktion ein.

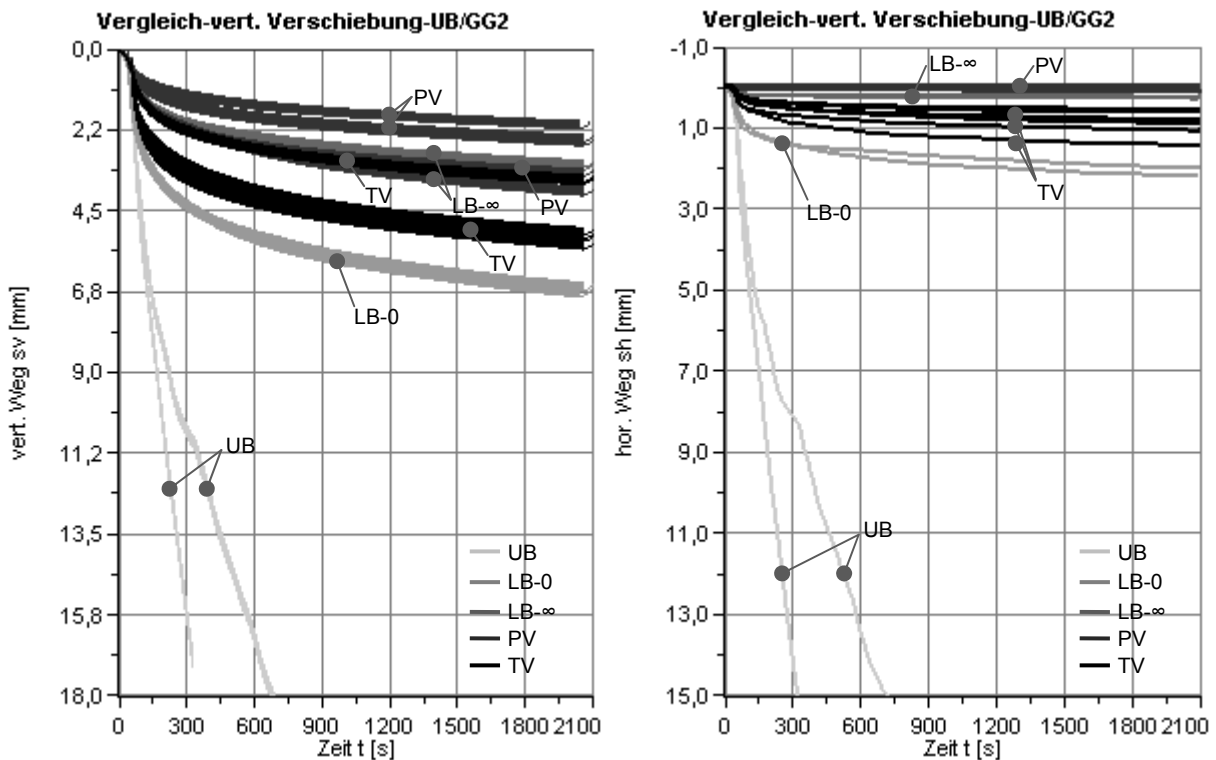


Abbildung 7-2: vert. und hor. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 2

Nachstehend werden die bewehrten Versuche mit den beiden Geogitterarten näher betrachtet und gegenübergestellt (Abbildung 7-3). Wobei sich durch die höhere Steifigkeit des Geogitters 2, welche aus den zuvor durchgeführten Zugversuchen (Kapitel 6.4) erkennbar ist, für die lose bewehrten Versuche mit dem Geogitter 2 eine geringere vertikale Verschiebung ergibt. Das gleiche Verhalten zeigt sich bei den permanent vorgespannten Versuchen, bei denen die mit den Geogitter 2 bewehrten Versuche eine geringere vertikale Verschiebung aufweisen. Für die temporär vorgespannten Versuche zeigt sich jedoch, dass sich das Verhalten der beiden unterschiedlichen Bewehrungsarten, je nach Vorspanngrad, gleicht bzw. sich für das Geogitter 1 bei einem Vorspanngrad von 1,50% ein besseres Setzungsverhalten ergibt. Es zeigt sich, dass die erhöhte Steifigkeit des zweiten Geogitters keine positiven Auswirkungen

gen auf das Last-Setzungsverhalten hat. Darüber hinaus kann erkannt werden, dass beim Geogitter 1, eine Erhöhung des Vorspanngrades von 1,50 auf 2,25%, keine großen Verbesserungen auf das Setzungsverhalten hat.

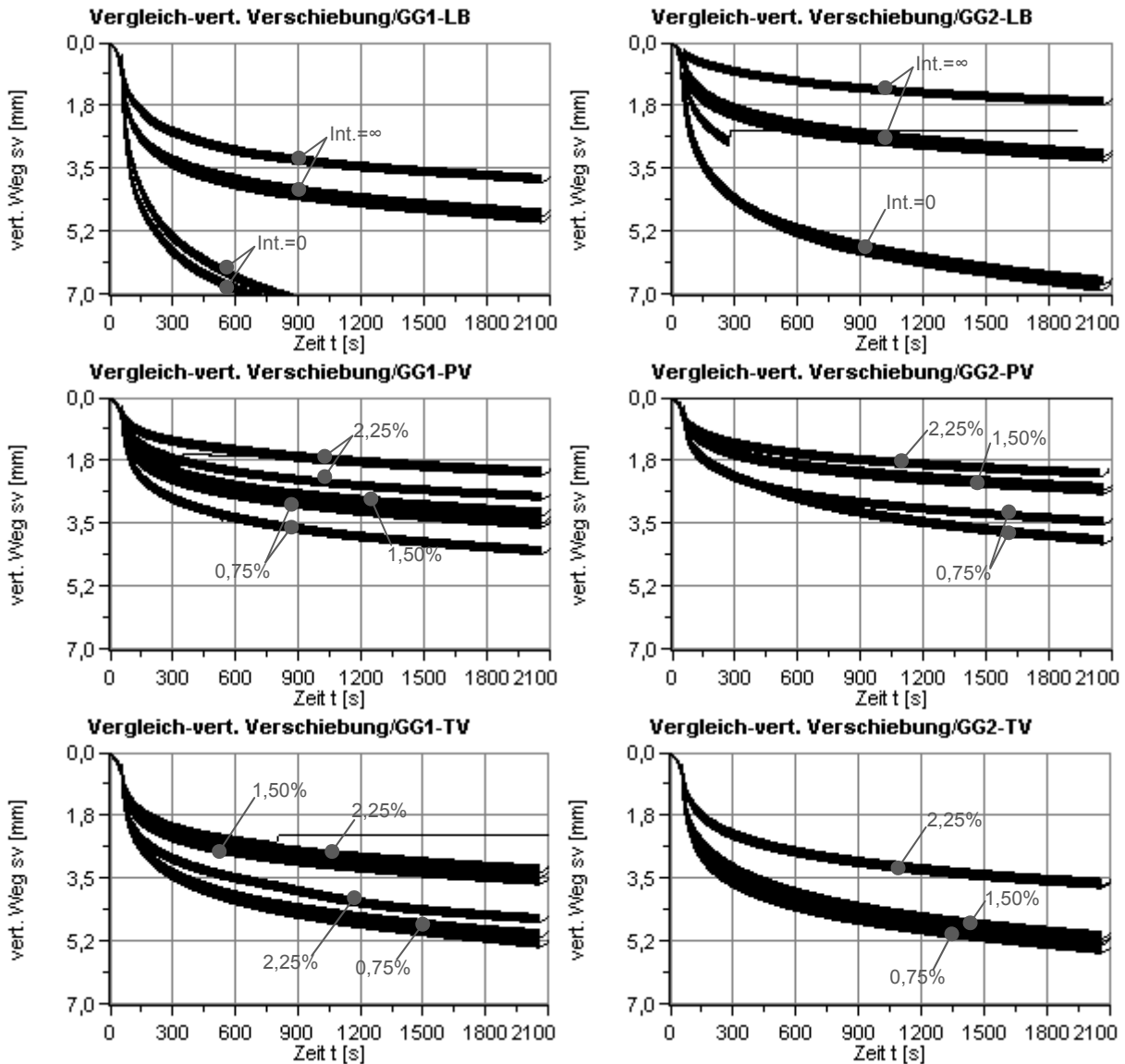


Abbildung 7-3: Vergleich der vert. Verschiebungen s_v für das Geogitter 1 und 2

7.1.2. Statische Belastung

Nach dem Durchlaufen der drei dynamischen Lastkombinationen wird das Bodenpaket bis zu einer statischen Last von 17 kN beansprucht und anschließend entlastet. Wiederum werden bei dieser Beanspruchung die vertikale und die horizontale Verschiebung aufgenommen. Für das Geogitter 1 lassen sich die vertikalen Verschiebungen aus der Abbildung 7-4 entnehmen.

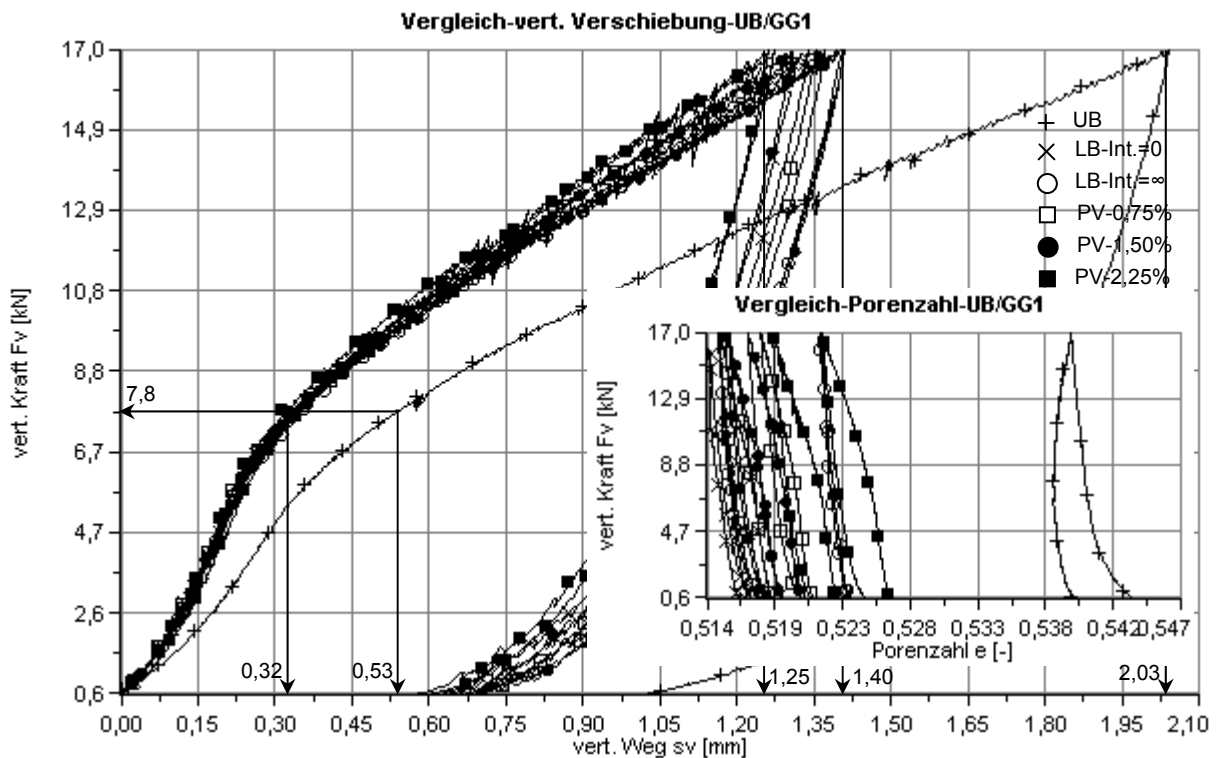


Abbildung 7-4: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 1

Bei Betrachtung dieser Graphen zeigen sich grundsätzlich am Belastungsast zwei unterschiedliche Steigungen der Last-Verschiebungskurve. Bis zu einer Belastung von etwa 7,8 kN steigt die Last-Verschiebungskurve annähernd linear an. Ab diesem Lastniveau nimmt die Steigung ab und setzt sich wiederum annähernd linear zur Endbelastung von 17 kN fort. Die höhere Steigung bis zu einem Lastniveau von 8 kN resultiert aus den vorhergehenden dynamischen Lastkombinationen, wobei die höchste Lastkombination in ebendiesem Bereich liegt. Durch eine Bewehrung des Bodens kann in beiden Bereichen Last-Verschiebungsverhalten verbessert werden. Infolgedessen ergibt sich bei den bewehrten Böden eine um etwa 50% geringere vertikale Verschiebung. Eine Vorspannung der Bewehrung, permanent oder temporär, trägt zu einer weiteren, jedoch geringeren, Verbesserung des Last-Setzungsverhaltens des Bodenpaketes in vertikaler Richtung bei.

Am Entlastungsast zeigt sich ebenfalls bei den bewehrten Böden eine höhere Neigung des Graphen als bei den unbewehrten Versuch. Es zeigen sich auch hier geringe Unterschiede zwischen vorgespannten und lose bewehrten Bodenpaketen.

Die Ergebnisse der horizontalen Verschiebungen der seitlich beweglichen Wand infolge der statischen Belastung sind in der Abbildung 7-5 aufgelistet. Am Belastungsast lassen sich, analog zur vertikalen Verschiebung, wiederum zwei verschiedene Steigungen der Last-Verschiebungskurven erkennen, wobei sich deren Grenze ebenfalls bei einer vertikalen Kraft von etwa 7,8 kN befindet. Die Steigung verläuft in beiden Bereichen annähernd linear. Es zeigt sich in diesen beiden Bereichen erneut eine Steifigkeitserhöhung bei bewehrten Böden zum unbewehrten Fall. Im Bereich bis zu einer vertikalen Kraft von 7,8 kN, zeigt eine Vorspannung, permanent oder temporär, keine weitere Erhöhung des Last-Verschiebungsverhalten des Bodens. Überschreitet die vertikale Last hingegen das Maß der Vorbelas-

tung trägt eine Vorspannung positiv zum Last-Verformungsverhalten bei. Bei unendlich hoher Interaktion zeigt sich eine größere Steifigkeit als bei einer Interaktion von null. Bei einer zusätzlichen Vorspannung erhöht sich je nach Vorspannungsgrad die Steifigkeit ebenfalls. Es muss jedoch angemerkt werden, dass die Verbesserung des Last-Verschiebungsverhalten zwischen den Vorspanngraden 0,75 und 1,50% deutlich geringer ausfällt als zwischen den Vorspanngraden 1,50 und 2,25%.

Am Entlastungsast zeigen sich bei den horizontalen Verschiebungen keine maßgebenden Unterschiede zwischen den einzelnen Versuchen.

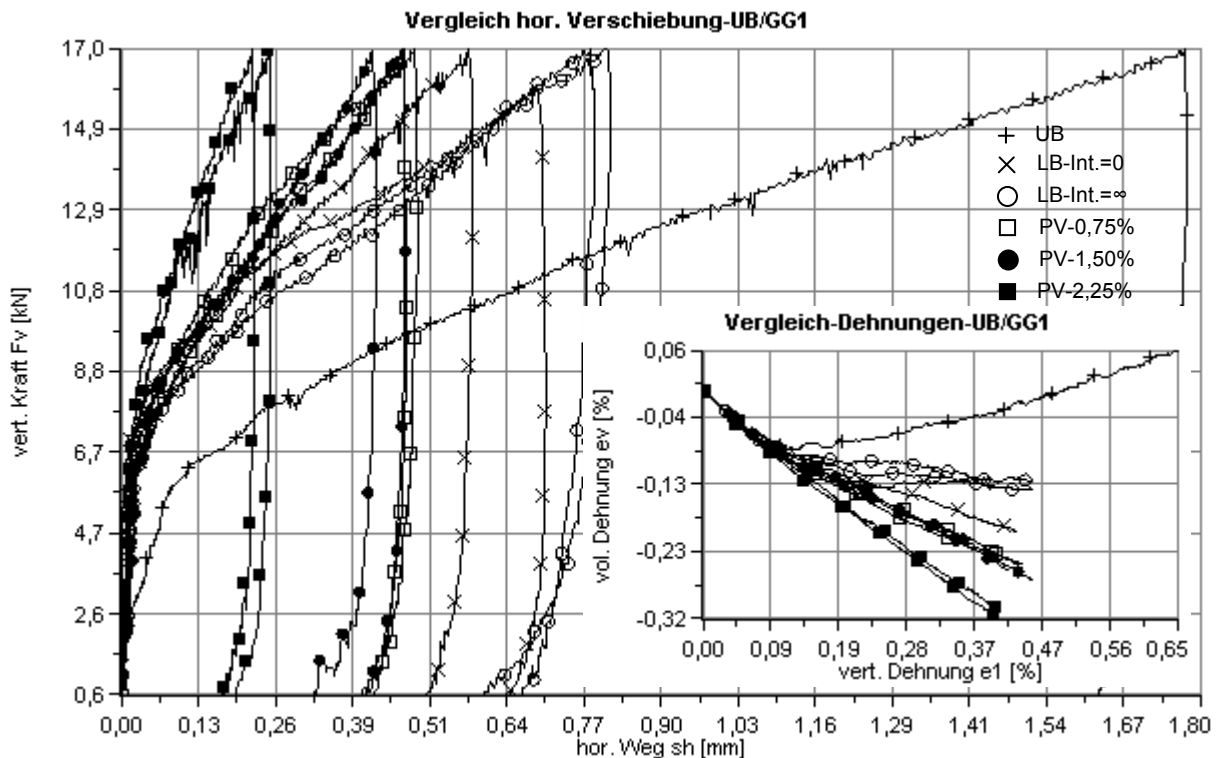


Abbildung 7-5: hor. Verschiebung s_h und Dehnung ε_1 und ε_v für das Geogitter 1

Betrachtet man die Porenzahl über den Belastungsverlauf der vertikalen Kraft respektive die volumetrischen Dehnungen ε_v über die vertikalen Dehnungen ε_1 so kann bei dem unbewehrten Versuch erkannt werden, dass dieser ein volumsvergrößernes Verhalten aufweist welches wiederum ein Versagen des unbewehrten Bodens aufzeigt. Wobei die Volumsvergrößerung nicht auf ein dilatantes Verhalten des Bodens zurückzuführen ist, sondern auf die im Vergleich zu den vertikalen Verschiebungen hohen horizontalen Verschiebungen beim unbewehrten Versuch, infolgedessen sich die Porenzahl e erhöht beziehungsweise sich die volumetrischen Dehnungen in den positiven Bereich bewegen. Bei Betrachtung der Porenzahl e kann ebenso erkannt werden, dass die vorgespannten Versuche tendenziell eine geringere Verdichtung durch die zuvor aufgebrachten dynamischen Lastkombinationen erfährt. Aus der PIV – Analyse im Kapitel 7.5 ist zu erkennen, dass diesem Phänomen Großteils die geringere Verdichtung der Bodenschicht unterhalb der Geogitterlage zu Grunde liegt.

Aus den volumetrischen Dehnungen ε_v der bewehrten Versuche erkennt man kein volumsvergrößernes Verhalten, wie dies beim unbewehrten Versuch erkennbar ist. Jedoch zeigt sich für die lose bewehrten Versuche, bei höheren vertikalen Kräften, eine Volumskonstanz (Annäherung an die Horizonta-

le im ε_1 - ε_v Diagramm), welche das Beginnen eines Versagensmechanismus anzeigt. Dieses Verhalten kann bei den permanent vorgespannten Versuchen nicht erkannt werden. Dadurch zeigt sich eine positive Auswirkung auf das Last-Verschiebungsverhalten infolge einer Vorspannung des Geogitters.

Die Versuchsergebnisse der vertikalen Verschiebungen infolge der statischen Belastung sind für das Geogitter 2 in der Abbildung 7-6 zusammengefasst. Qualitativ lassen sich aus diesen Ergebnissen die gleichen Schlussfolgerungen wie für das erste Geogitter ziehen. Es lassen sich sowohl im Ent- und Wiederbelastungsbereich als auch im Erstbelastungsbereich bei den bewehrten Versuchen eine höhere Steifigkeit erkennen als bei den unbewehrten Versuchen. Ebenso zeigt sich bei diesem Geogitter, dass eine Vorspannkraft im Geogitter, die vertikalen Verschiebungen, beeinflusst. Die vertikale Gesamtverschiebung zeigt sich bei diesem Geogitter etwas geringer als beim Geogitter 1. Dies ist auf die etwas höhere Dehnsteifigkeit des Geogitters zurückzuführen. Jedoch zeigen die einzelnen Versuche mit dem Geogitter 2 eine höhere Bandbreite der vertikalen Verschiebungen als die Bandbreite, die bei den Versuchen mit dem ersten Geogitter erkennbar ist.

Am Entlastungsast zeigt sich wiederum bei den bewehrten Versuchen eine erhöhte Steifigkeit als bei dem unbewehrten Versuch. Eine aufgebrauchte Vorspannung auf das Geogitter zeigt in diesem Bereich ebenfalls keine Auswirkungen auf die vertikalen Verschiebungen

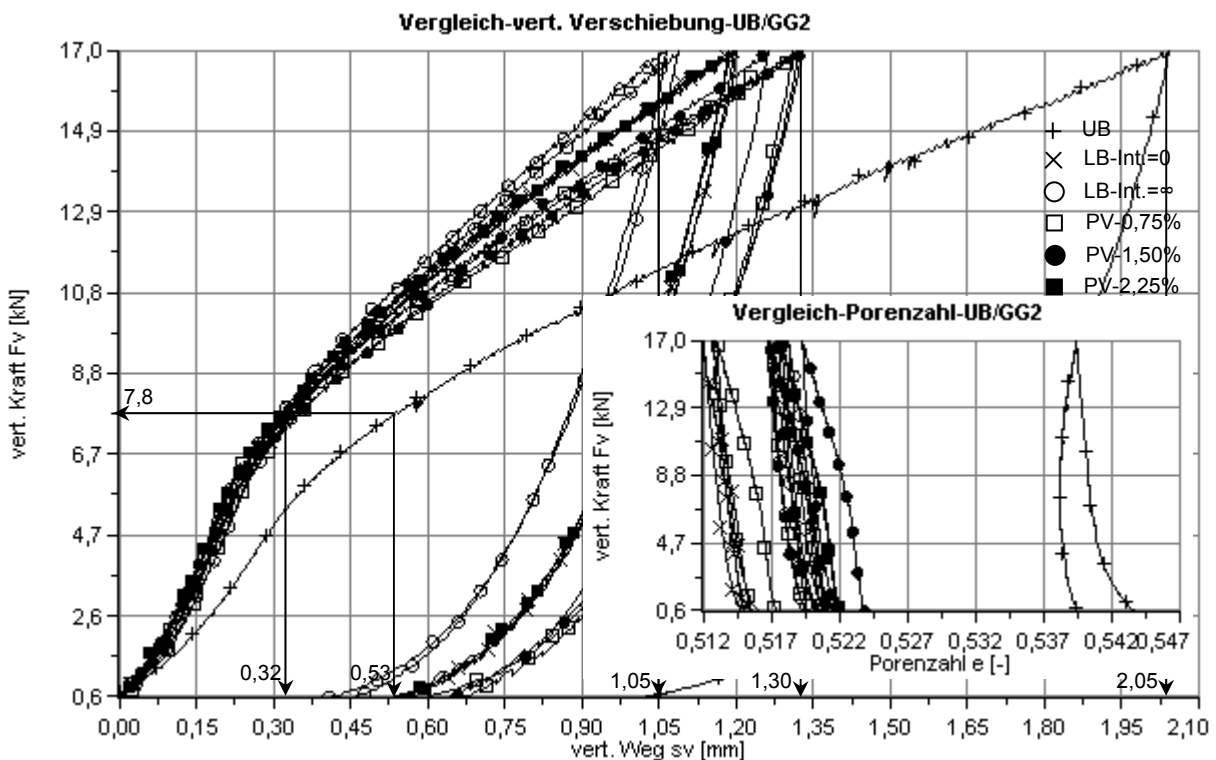


Abbildung 7-6: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 2

Bei der Porenzahl e der verschiedenen Untersuchungen ist ebenso beim Geogitter 2 eine geringere Verdichtung durch die vorangegangenen dynamischen Lastkombinationen bei den permanent vorgespannten Versuchen zu erkennen.

Aus dem Verlauf der volumetrischen Dehnungen ε_v über die vertikalen Dehnungen ε_1 ist bei den bewehrten Versuchen keine Volumsvergrößerung zu erkennen. Die lose bewehrten Versuche zeigen in ihrem Verlauf eine Annäherung an eine Horizontale. Dies zeigt den Auftakt eines Versagensmechanismus an. Dieses Verhalten zeigt sich bei den aufgebrachtten vertikalen Lasten jedoch für das erste Geogitter deutlicher als für das zweite Geogitter, welches eine etwas höhere Steifigkeit als das Geogitter 1 aufweist. Die Neigung des Verlaufes der vorgespannten Versuche bleibt annähernd konstant, worauf geschlossen wird, dass sich bei diesen Versuchen noch kein Versagen ankündigt.

Die Ergebnisse der horizontalen Verschiebungen infolge der statischen Belastung sind in der Abbildung 7-7 zusammengefasst. Ähnlich den vertikalen Verschiebungen lassen sich zugleich die Ergebnisse der horizontalen Verschiebungen des Geogitters 2 mit dem Geogitter 1 vergleichen und es zeigt sich ein äquivalentes Verhalten. Beim Vergleich des unbewehrten mit den bewehrten Fällen lässt sich wiederum eine Verbesserung des Last-Verschiebungsverhaltens sowohl im Ent- und Wiederbelastungsbereich als auch im Erstbelastungsbereich erkennen. Werden dem lose bewehrten die vorgespannt bewehrten Versuche gegenübergestellt, zeigt sich, dass hier zwischen den Ent- und Wiederbelastungsbereich und dem Erstbelastungsbereich unterschieden werden muss. Beim Ent- und Wiederbelastungsbereich zeigt sich keine Auswirkung der Vorspannung auf das Last-Verschiebungsverhalten vom geogitterbewehrtem Boden. Im Gegensatz dazu zeigt sich durch eine Anbringung einer Vorspannung eine Verbesserung des Last-Verschiebungsverhalten des Bodens im Erstbelastungsbereich. Dadurch treten im permanent vorgespannten Versuch bis zu 60 % geringere horizontale Verschiebungen auf.

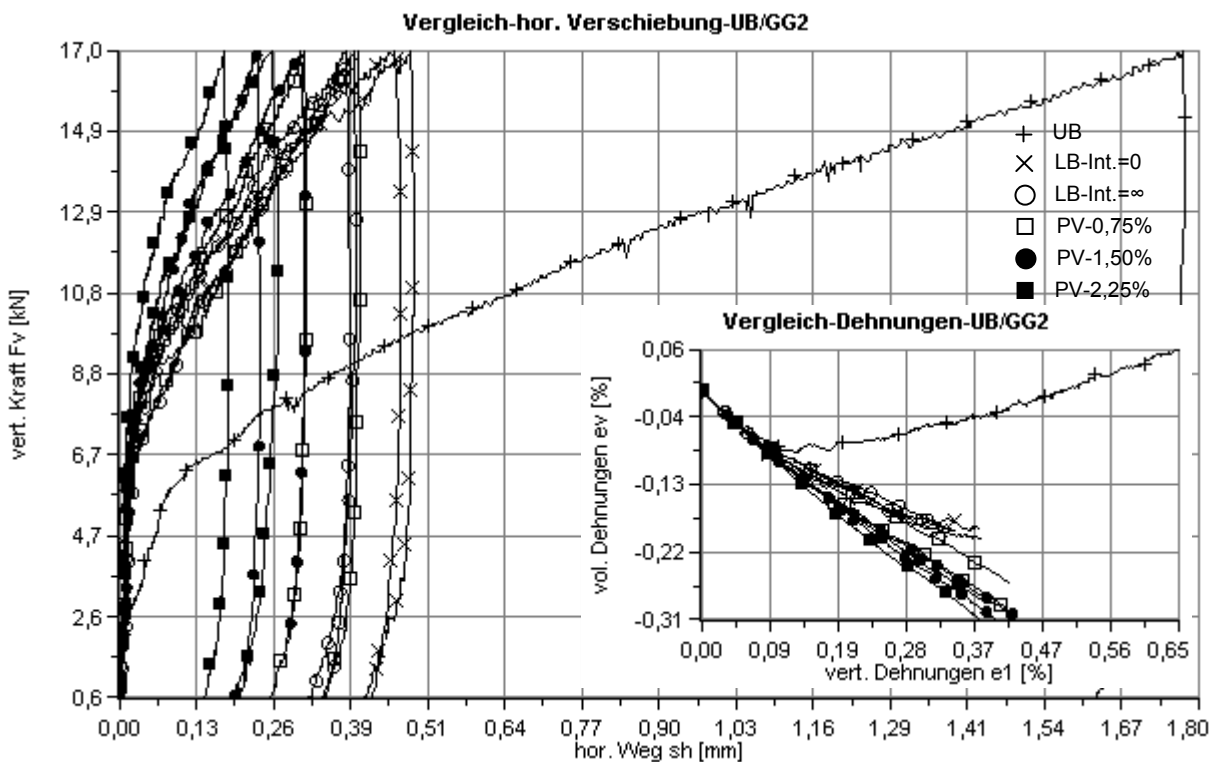


Abbildung 7-7: hor. Verschiebung s_h und Dehnung ε_1 und ε_v für das Geogitter 2

Aus den Last-Verschiebungskurven der beiden Geogitter (Abbildung 7-4 und Abbildung 7-6) lassen sich qualitativ die Steifigkeit des Bodens rückrechnen. Hierbei wird zwischen dem Ent- und Wiederbelas-

tungsbereich (0,6 bis 7,8 [kN]) und dem Erstbelastungsbereich (7,8 bis 17,0 [kN]) unterschieden. Für den Ent- und Wiederbelastungsbereich ergibt sich für den unbewehrten Versuch ein rückgerechneter E – Modul von 67,8 [MPa]. Für den Erstbelastungsbereich ergibt sich ein Elastizitätsmodul von 30,6 [mPa].

7.2. Versuchsreihe 2

Für die zweite Versuchsreihe werden alle drei dynamischen Belastungskombinationen betrachtet. Analog zur Versuchsreihe 1 werden die dynamischen Lastkombinationen zuerst betrachtet, anschließend werden die Ergebnisse der statischen Belastung des Bodenpaketes beschrieben.

7.2.1. Dynamische Belastungskombinationen

Es werden die Ergebnisse aller drei dynamischen Lastkombinationen die bei einem Versuchsdurchlauf durchfahren werden, in den folgenden Diagrammen durch eine Linie gekennzeichnet, einander gegenübergestellt. Wobei sich die Dauer der ersten Lastkombination bis zu einer Versuchszeit von 2400 [s] begrenzen lässt. Die zweite dynamische Lastkombination wird bis zu einer Versuchszeit von etwa 4800 [s] aufgebracht. Abschließend wird die dritte dynamische Lastkombination aufgebracht.

Bei den unbewehrten Versuchen (Abbildung 7-8) zeigen sich nach der ersten Lastkombination vertikale Verschiebungen von etwa 5 mm, welche sich nach der zweiten Lastkombination auf etwa 8 mm steigern. Ähnlich der Versuchsreihe 1 muss bei dieser Versuchsreihe im unbewehrten Zustand infolge der Lastkombination 3 der Versuch vorzeitig abgebrochen werden, da die maximale horizontale Verschiebung von 15 mm erreicht wird. Bei dieser Lastkombination zeigt sich wiederum keine Abnahme der Inkremente der vertikalen wie auch horizontalen Verschiebungen.

Durch eine lose Bewehrung lassen sich wiederum die vertikalen und die horizontalen Verschiebungen während der ersten beiden Lastkombinationen um etwa 50% minimieren. Und in der dritten Lastkombination kann durch das Einlegen einer Geogitterlage ein Gleichgewichtszustand erreicht werden, das heißt die Inkremente der vertikalen und der horizontalen Verschiebung nehmen mit steigender Lastwechselzahl ab.

Durch eine Vorspannung lassen sich die vertikalen und die horizontalen Verschiebungen noch weiters minimieren. Eine vertiefende Betrachtung des Bereiches liefert die Abbildung 7-10 mit den dazugehörigen Erläuterungen.

Für das Geogitter 3 zeigen sich qualitativ ähnliche Ergebnisse (Abbildung 7-9) wie sie sich beim Geogitter 1 darstellen. Durch eine Bewehrung lassen sich die vertikalen und horizontalen Verschiebungen verringern und durch eine Anbringung einer Vorspannung an diesem Geogitter minimieren sich die Verschiebungen weiters.

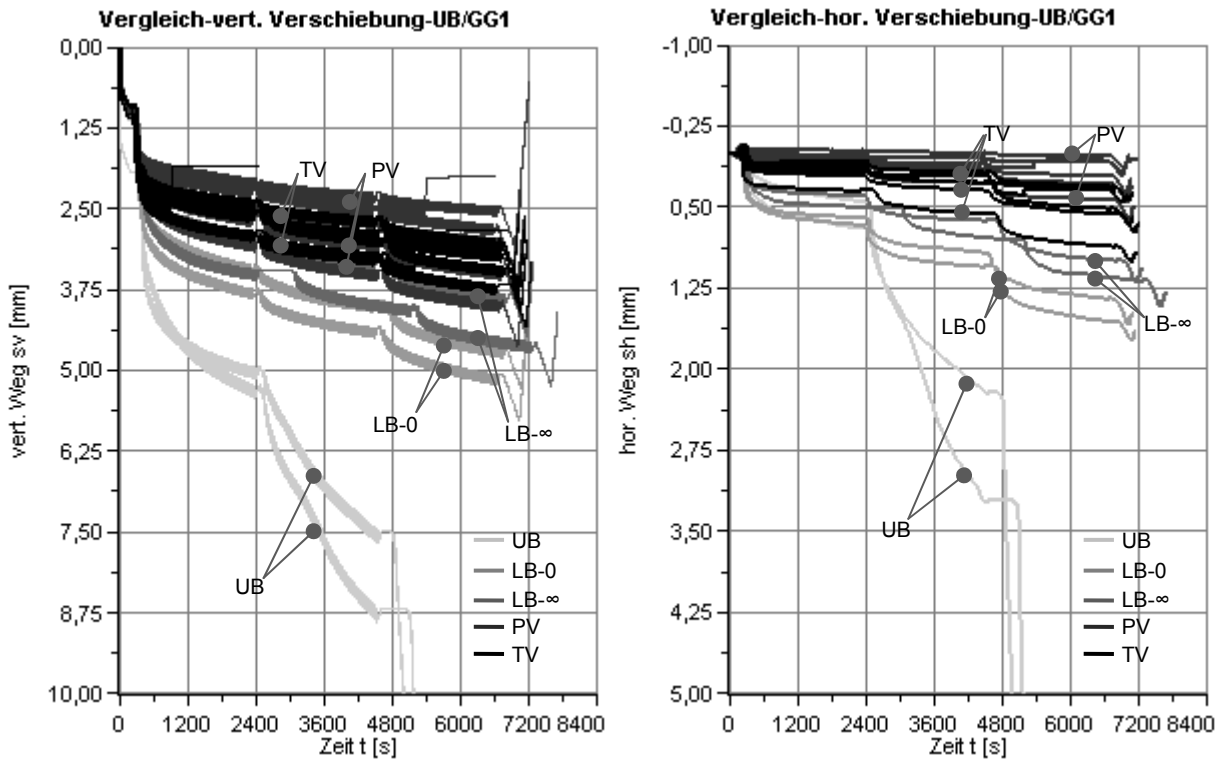


Abbildung 7-8: vert. und hor. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 1

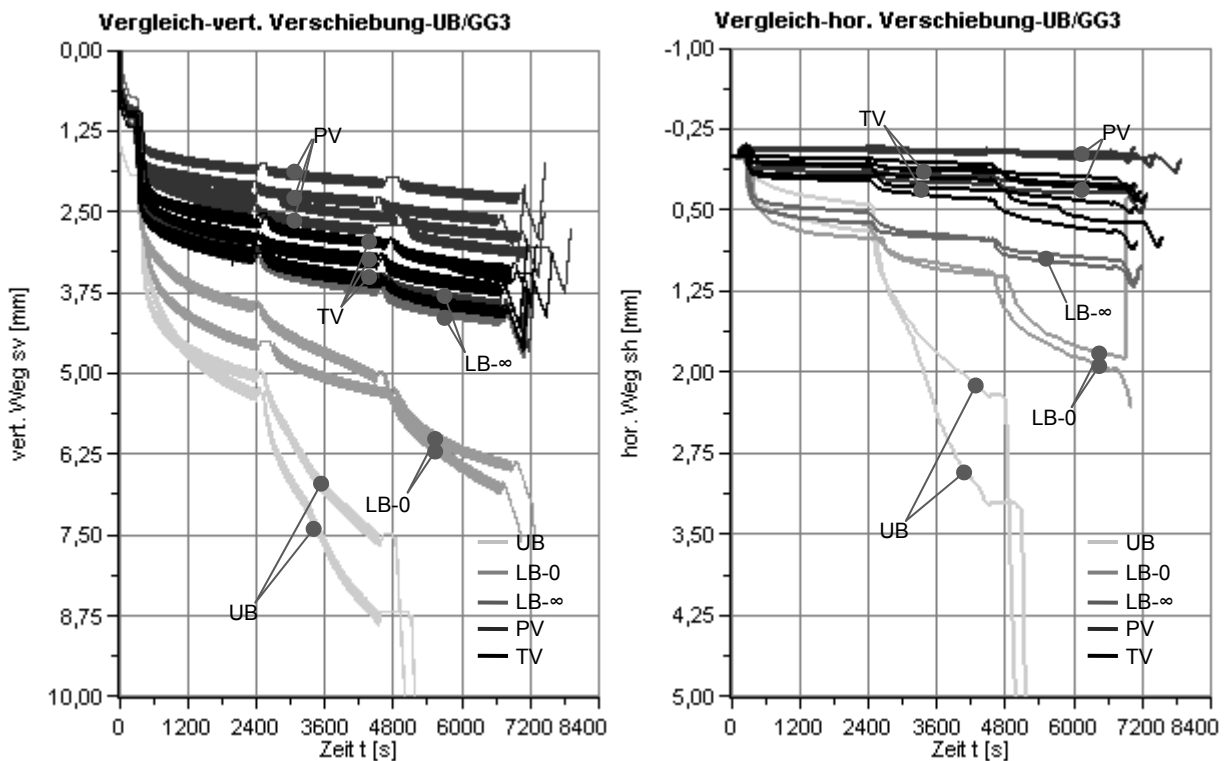


Abbildung 7-9: vert. und hor. Verschiebung s_v und s_h für das Geogitter 3

Nachstehend wird das vertikale Setzungsverhalten der bewehrten Versuche näher untersucht (Abbildung 7-10). Die unbewehrten Versuche werden aus dieser Betrachtung ausgeklammert. Für die lose bewehrten Versuche zeigt sich, dass sich die Randbedingung einer unendlich hohen Interaktion positiv auf das Setzungsverhalten, gekennzeichnet durch die geringeren Verschiebungen, auswirkt.

Wobei beim Geogitter 3 ein größerer Einfluss durch die horizontale Befestigung (=unendlich hohe Interaktion, siehe Kapitel 2.3.3) erkannt werden kann, wohingegen die Ergebnisse der Versuche des ersten Geogitters tendenziell ebenso diesen Trend zeigen, diese jedoch eine höhere Bandbreite aufweisen.

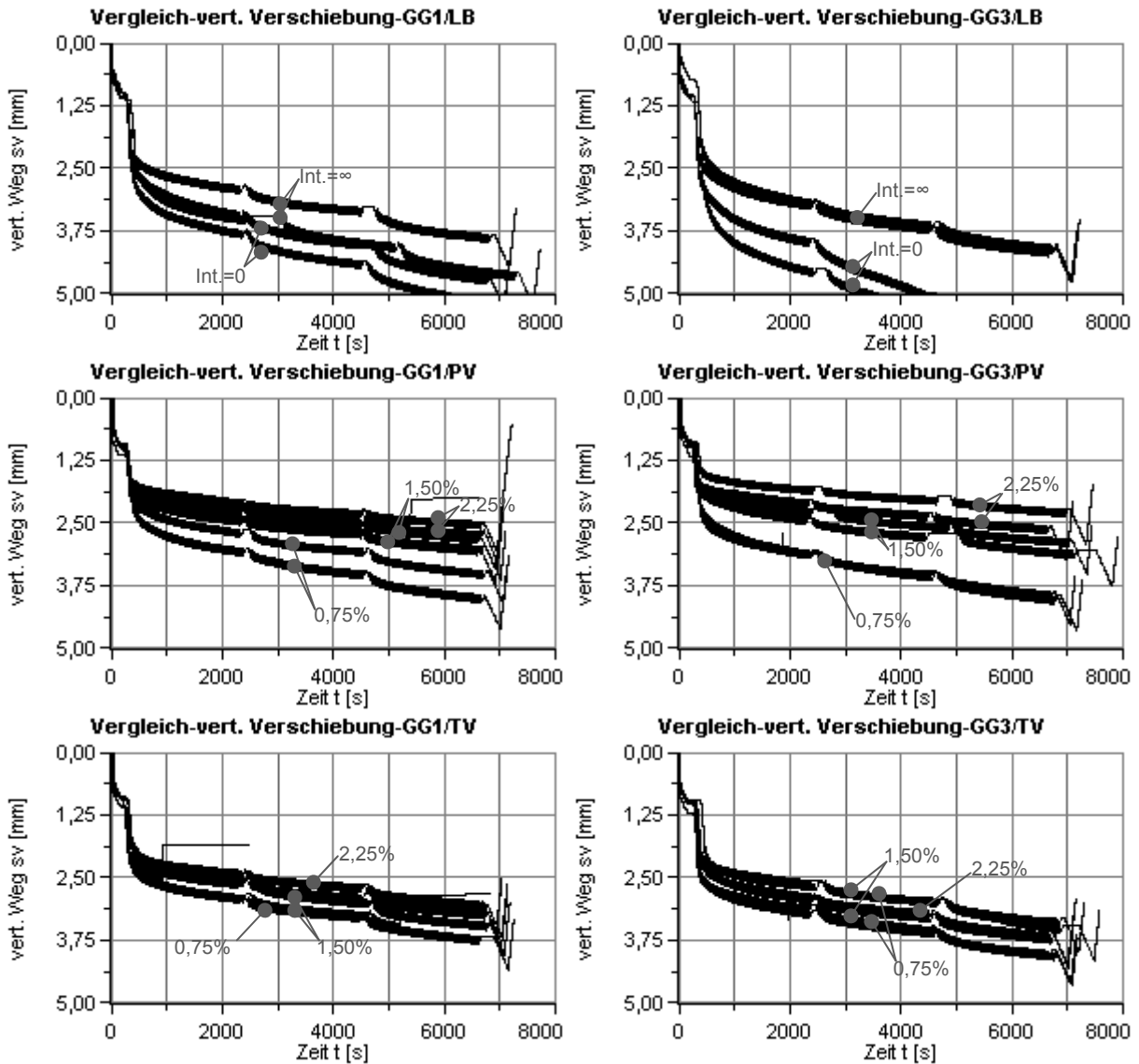


Abbildung 7-10: Vergleich der vert. Verschiebungen s_v für das Geogitter 1 und 3

Eine permanent angebrachte Vorspannung verringert die vertikalen Verschiebungen, je nach Vorspanngrad, zum lose bewehrten Bodenpaket. Wobei für beide Geogitter ein Vorspanngrad von 075% noch geringe Auswirkungen zeigt, erhöht sich dieser Einfluss bei dem nächsthöheren Vorspanngrad von 1,50%. Der Unterschied zwischen den beiden Vorspanngraden 1,50% und 2,25% ist wiederum gering, da bei einem Vorspanngrad von 1,50% lediglich sehr geringe horizontale Verschiebungen auftreten, ist durch eine Erhöhung der Vorspannkraft nur mehr geringe Auswirkungen auf die vertikale Verschiebungen erkennbar. Dies zeigt sich für das Geogitter 1 und 3.

Eine temporär angebrachte Vorspannung wirkt sich ebenfalls positiv auf die Ergebnisse der vertikalen Setzungen aus. Es wird erkannt, dass sich die vertikalen Verschiebungen des temporär vorgespannten

Systems zwischen den lose bewehrten System und dem permanent vorgespannten System einreicht. Die Streuungen respektive die Bandbreite in der sich diese Ergebnisse bewegen ist, vergleicht man sie mit dem permanent vorgespannten System, geringer. Zudem wird erkannt, dass bei einem Vorspanngrad von 0,75% bei beiden Geogittern, die Ergebnisse des temporär vorgespannten Systems, den des permanent vorgespannten Systems gleichen.

Vergleicht man die temporär vorgespannten Versuche dieser Versuchsreihe , mit denen der Versuchsreihe 1 wird festgestellt, dass diese zum einen eine geringere Streuung aufweisen und zum anderen reihen sich diese zwischen den lose bewehrten Versuchen mit unendlicher Interaktion und den permanent vorgespannten Versuchen ein. Im Gegensatz dazu reihen sich die temporär vorgespannten Versuche der Versuchsreihe eins zwischen den beiden lose bewehrten Versuchen (keine Interaktion und unendliche Interaktion) ein. Dies wird zurückgeführt auf die höhere statische Grundlast, die bei der Versuchsreihe 2 deutlich höher ist als bei der Versuchsreihe 1. Dadurch tritt beim Lösen der Vorspannung des Geogitters ein geringerer Schlupf zwischen Geogitter und Boden auf, infolgedessen sich mehr Kräfte auf das Bodenpaket auftragen lassen können.

7.2.2. Statische Belastung

Abschließend in dieser Versuchsreihe wird das Geogitter bis zu einer Kraft von 17 kN statisch belastet und anschließend wieder entlastet. Es zeigen sich hier für beide Geogitter (Abbildung 7-11 und Abbildung 7-13) zum einen ähnliche Ergebnisse und Erkenntnisse, welche mit der Versuchsreihe 1 vergleichbar sind. Daher wird auf diese Erkenntnisse (Verbesserung des Last-Setzungsverhaltens, Einfluss Bewehrung auf vertikale und horizontale Verschiebung) nicht nochmals näher eingegangen. Für nähere Erläuterungen wird auf die Versuchsreihe 1 verwiesen. Andererseits sind bei dem Vergleich der beiden Versuchsreihen leichte Unterschiede im Verhalten zu erkennen, welche im weiteren erläutert werden.

Vergleicht man zuerst die vertikalen Verschiebungen aus den unbewehrten Versuchen der beiden Versuchsreihen, ist zu erkennen, dass bei der Versuchsreihe 1 größere Verformungen auftreten als bei der Versuchsreihe 2. Die geringeren absoluten Verschiebungen der Versuchsreihe 2 im Vergleich zur Versuchsreihe 1 sind auf die erhöhten vorangegangenen Lastkombinationen in der Versuchsreihe 2 zurückzuführen. Aus diesen ergibt sich eine erhöhte Vorbeanspruchung. Infolgedessen ist der Bereich des Ent- und Wiederbelastungsastes mit der erhöhten Steigung des Last-Verformungsgraphen größer und die absoluten Verschiebungen dadurch geringer. Die bewehrten Versuche der Versuchsreihe 2 weisen eine geringere vertikale Verschiebung als die unbewehrten Versuche auf. Wobei sich der Unterschied der vertikalen Verschiebungen zwischen bewehrten und unbewehrten Zustand zu etwa 0,8 mm ergibt. Dies entspricht einer Verbesserung des Lastverformungsverhaltens von etwa 55 %.

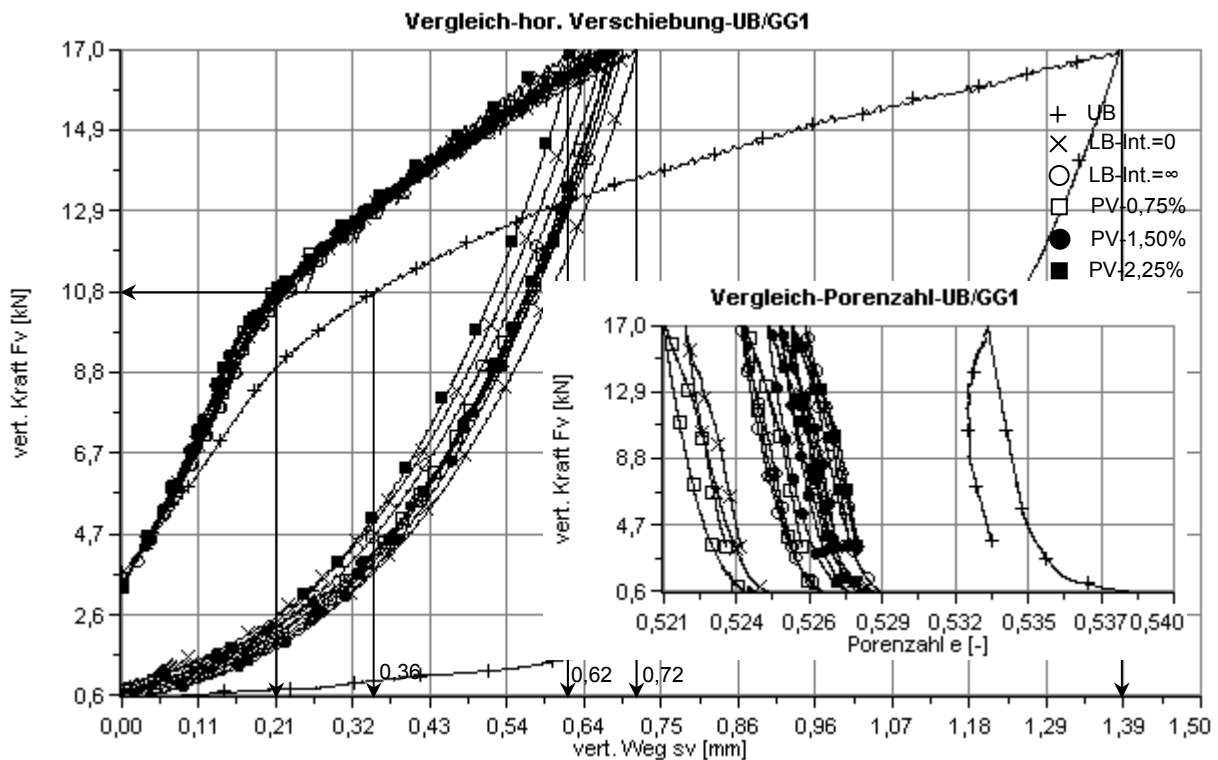


Abbildung 7-11: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 1

Diese Überlegungen treffen ebenso für die horizontalen Verschiebungen zu (Abbildung 7-12). Vergleicht man die Verschiebungen der beiden unbewehrten Versuche der Versuchsreihe 1 und 2 zeigen sich ebenso bei der zweiten Versuchsreihe geringere Verschiebungen. Zugleich trifft dies für die bewehrten Versuche zu, welche bei der Versuchsreihe 2 geringere Verschiebungen aufweisen. Dies ist wiederum durch den größeren Ent- und Wiederbelastungsarm, welcher eine höhere Steifigkeit aufweist, bedingt. Zwischen den unbewehrten und den bewehrten Versuchen der Versuchsreihe 2 zeigt sich im Ent- und Wiederbelastungsbereich ein geringerer Steifigkeitsunterschied, als dies aus der Versuchsreihe 1 bekannt ist. Dieses Phänomen ist auf die höhere vorangegangene Verdichtung des Bodens in der Versuchsreihe 2 zurückzuführen. Vergleicht man die beiden Porenzahlen am Start der statischen Belastungsphase der unbewehrten Versuche der beiden Versuchsreihen, ist zu erkennen, dass die Porenzahl e bei der Versuchsreihe 2 mit 0,534 geringer ist als bei der Versuchsreihe 1 mit 0,537.

Der Einfluss einer Vorspannung ist bei den horizontalen Verschiebungen der Versuchsreihe 2 zu erkennen. Wobei sich der Einfluss der Vorspannung auf die horizontale Verschiebung bei der Versuchsreihe 2 im Vergleich zur Versuchsreihe 1 verringert. Das heißt die Bandbreite der Ergebnisse der bewehrten Versuche zeigt sich bei der Versuchsreihe 2 wesentlich geringer als dies bei der Versuchsreihe 1 zu erkennen ist. Dies wird zum einen auf die bereits geringen horizontalen Verschiebungen der losen bewehrten Versuche zurückgeführt.

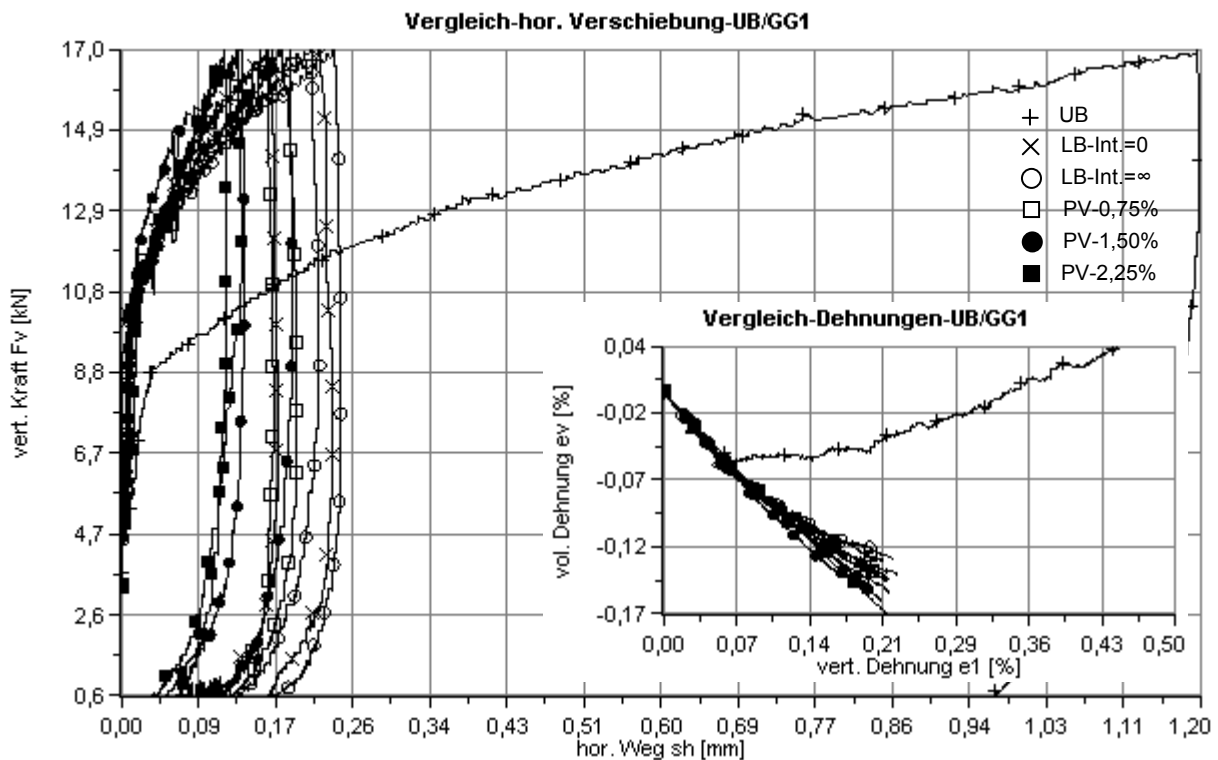


Abbildung 7-12: hor. Verschiebung s_h und Dehnung e_1 und e_v für das Geogitter 1

Für die vertikalen (Abbildung 7-13) und horizontalen (Abbildung 7-14) Verschiebungen des Geogitters 3 lassen sich dieselben Überlegungen und Rückschlüsse vollziehen wie für das Geogitter 1. Die vertikalen Verschiebungen streuen in dieser Versuchsreihe weniger und sind in der Größenordnung denen des Geogitters 1 ähnlich. Dies bedeutet die etwas größere Dehnsteifigkeit des Geogitters 3 hat auf die vertikalen Verschiebungen keine Auswirkungen.

Der Einfluss der Vorspannung lässt sich aus den Ergebnissen der horizontalen Verformung wieder erkennen, jedoch in der Versuchsreihe 2 nicht in der Größe wie es aus der Versuchsreihe 1 ersichtlich ist. Dies wird wie bereits erwähnt auf die höhere Verdichtung respektive das erhöhte Niveau der Vorbeanspruchung zurückgeführt. Wie aus dem Vergleich der horizontalen Verschiebungen infolge der statischen Belastung der beiden geogitterbewehrten Bodenpakete zu sehen ist, sind diese in der Größenordnung wiederum gleichartig. Daraus ist zu schließen, dass einerseits auf Grund der erhöhten Verdichtung dieser Versuche und andererseits durch die bereits geringen horizontalen Verschiebungen, die etwas größere Dehnsteifigkeit des Geogitters einen geringeren Einfluss auf die horizontalen Verschiebungen des geogitterbewehrten Bodenpaketes hat..

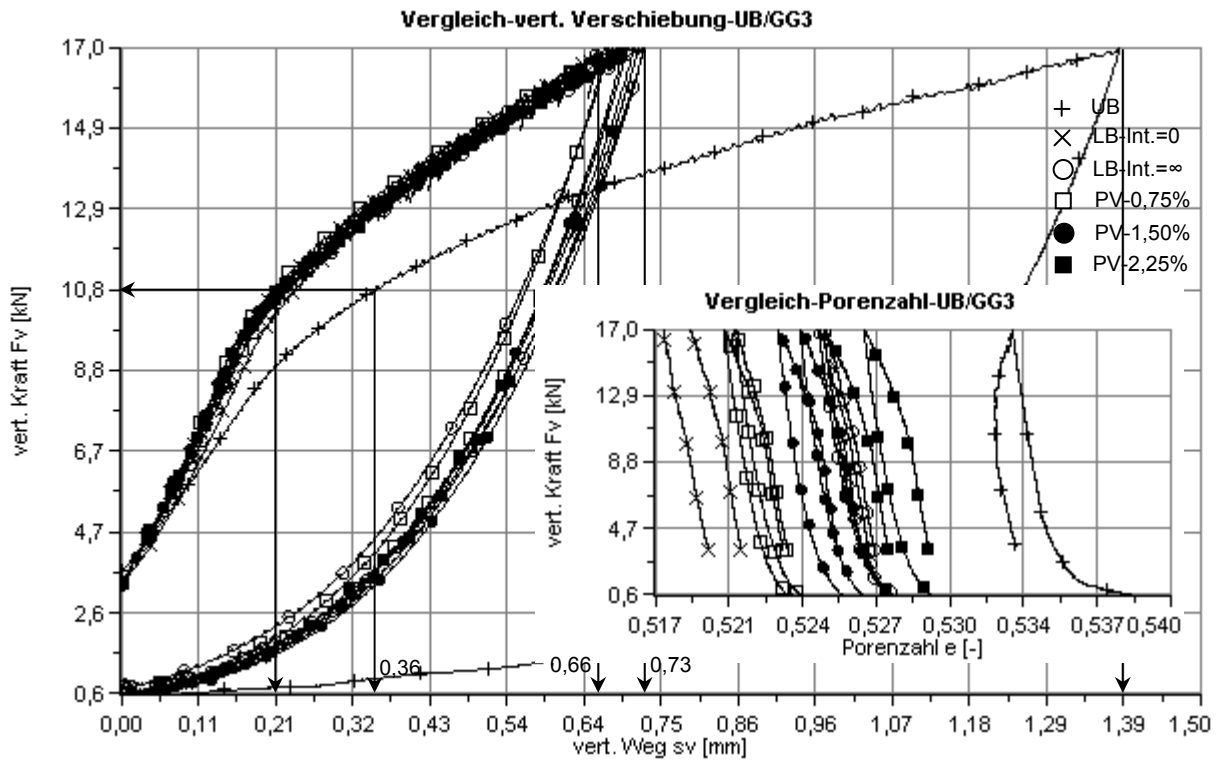


Abbildung 7-13: vert. Verschiebung s_v und Porenzahl e für das Geogitter 3

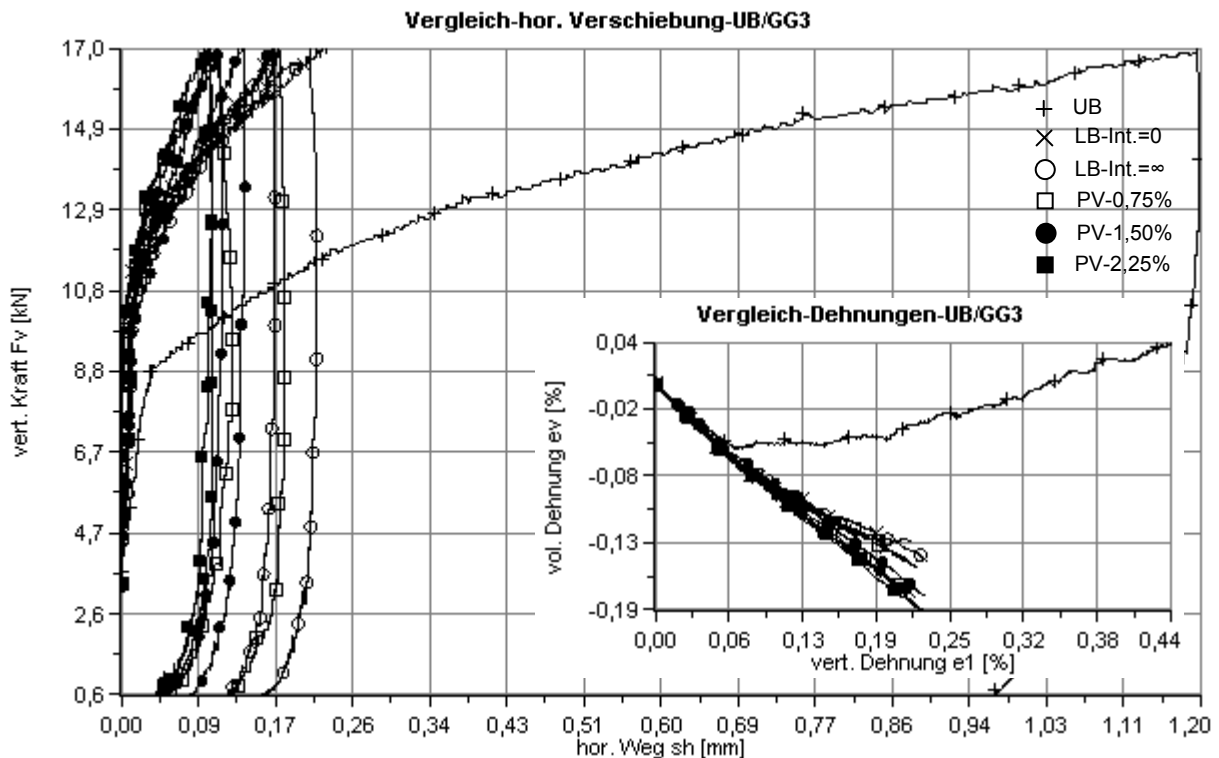


Abbildung 7-14: hor. Verschiebung s_h und Dehnung e_1 und e_v für das Geogitter 1

Aus den Last-Verschiebungskurven der beiden Geogitter (Abbildung 7-11 und Abbildung 7-13) lassen sich qualitativ die Steifigkeit des Bodens rückrechnen. Hierbei wird zwischen dem Ent- und Wiederbelastungsbereich (3,7 bis 10,8 [kN]) und dem Erstbelastungsbereich (10,8 bis 17,0 [kN]) unterschieden.

Für den Ent- und Wiederbelastungsbereich ergibt sich ein rückgerechneter Elastizitätsmodul von 98,4 [MPa] und für den Erstbelastungsbereich ergibt sich ein E – Modul von 30,0 [MPa].

7.3. Frequenzvariation

Die Frequenzvariation wird in der Versuchsreihe 2 beispielhaft für den lose bewehrten Versuch mit keiner Interaktion und dem Geogitter 1 durchgeführt, da dies den bewehrten Versuch mit den größten Verschiebungen darstellt und sich mit diesem somit Frequenzabhängigkeiten am besten erkennen lassen. Dieser Versuch wird mit einer Belastungsfrequenz von 10 [Hz] wiederholt und mit dem Versuch mit einer Belastungsfrequenz von 5 [Hz] verglichen. Es ist sowohl bei den vertikalen als auch bei den horizontalen Verschiebungen zu erkennen, dass in den ersten beiden Lastkombinationen die Abhängigkeit von der Frequenz sehr geringer als bei der dritten Lastkombination ist (Abbildung 7-15). Für die vertikalen Verschiebungen zeigen sich höhere Verschiebungen bei höheren Frequenzen, wohingegen die horizontalen Verschiebungen einen entgegengesetzten Trend aufweisen. Diese zeigen sich, in den ersten beiden Lastkombinationen, bei geringeren Frequenzen kleiner als bei höheren Frequenzen. Im Gegensatz dazu stellt sich die dritte Lastkombination mit der geringsten seitlichen Stützung dar. Hier zeigen sich tendenziell höhere vertikale als auch horizontale Verschiebungen bei höherer Frequenz.

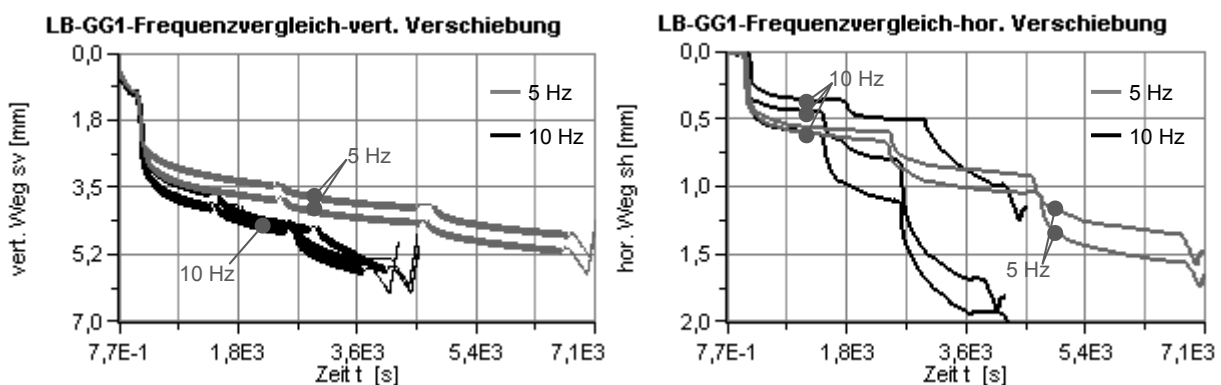


Abbildung 7-15: Variation der Frequenz: Auswirkung auf vert. und hor. Verschiebungen s_v und s_h

7.4. Vorspannungsart

Um den Einfluss der Vorspannungsart (permanent und temporär) ebenso für einen Versuchsdurchlauf beurteilen zu können wird folgenderweise vorgegangen. Für die erste Lastkombination wird der Versuch als permanent vorgespannter konstruiert und die dynamischen Lastwechsel der Lastkombination 1 auf das Bodenpaket aufgebracht. Anschließend wird die Vorspannkraft gelöst und die Lastkombinationen 2 und 3 durchgeführt. Somit wird der Versuch zuerst permanent vorgespannt und anschließend temporär vorgespannt durchgeführt. Dies wird für die Versuchsreihe 2 und das erste Geogitter mit der maximalen Vorspanndehnung von 2,25% durchgeführt. In der Abbildung 7-16 sind zum Vergleich ebenso die hori-

zontalen und vertikalen Verschiebungen für die permanent vorgespannten und temporär vorgespannten Versuche dargestellt.

Es wird erkannt, dass sich in der ersten Lastkombination der noch permanent vorgespannte Versuch, als schwarz dargestellt, den Verlauf der vertikalen und horizontalen Verschiebungen der restlichen permanent vorgespannten Versuche, welche als hellgrau dargestellt sind, folgt. Nach dem Lösen der Vorspannung jedoch folgt der nun temporär vorgespannte Versuch, als schwarz dargestellt, den Verlauf der restlichen temporär vorgespannten Versuche. Es kann gezeigt werden, dass die in der Lastkombination 1 geringeren vertikalen und horizontalen Verschiebungen sofort in den ersten Lastwechseln der zweiten Lastkombination akkumuliert werden. Somit verhält sich dieser „teilweise permanent“ vorgespannte Versuch äquivalent eines temporär vorgespannten Versuches. Dies bedeutet, wird die Vorspannung zu einem Zeitpunkt während des Versuches gelöst kommt dies einem Versuch gleich bei der die Vorspannung am Versuchsanfang gelöst wurde.

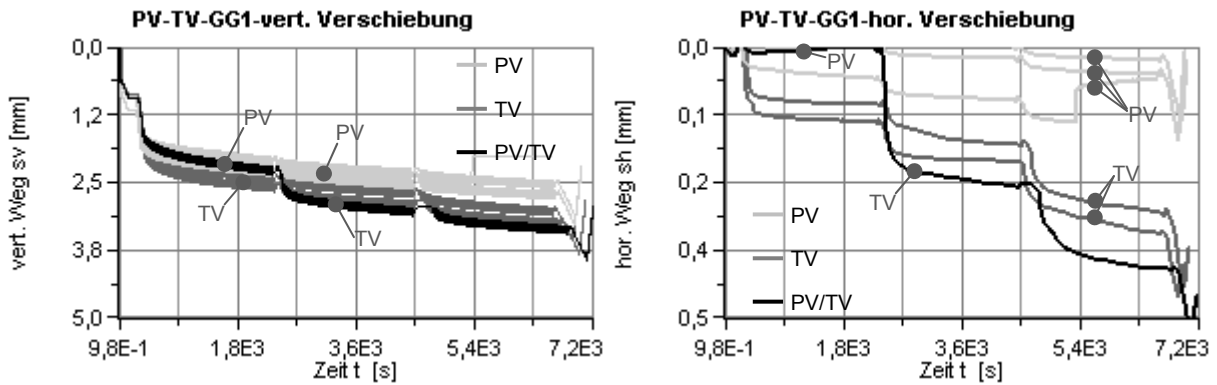


Abbildung 7-16: Änderung der Vorspannungsart: Auswirkungen auf die vert. und hor. Verschiebungen

7.5. PIV – Analyse

Für die PIV – Analyse werden während der Versuchsdurchführungen Fotografien zu bestimmten Zeitpunkten aufgenommen. Die Zustände vor und nach dem Aufbringen der dynamischen Lastkombinationen werden aufgenommen. Diese Fotografien dienen als Grundlage für die PIV – Analyse. Somit können die Verschiebungen innerhalb des Bodens infolge der einzelnen dynamischen Lastkombinationen betrachtet werden. Die Ergebnisse der PIV – Analyse sind beispielhaft für einen unbewehrten, lose bewehrten, permanent und temporär vorgespannten Versuch der Versuchsreihe 2 dargestellt. Es werden hierbei jeweils die Vektoren, die vertikalen Verschiebungen durch einen vertikalen Schnitt, die horizontalen Verschiebungen und die Dehnungsinkremente durch einen horizontalen Schnitt in der Höhe der Geogitterlage betrachtet.

Zuerst werden die Ergebnisse des unbewehrten Versuches dargestellt (Abbildung 7-17). Aus den Ergebnissen der vertikalen Verschiebungen ist zu erkennen, dass sich mit steigender Lastkombination, also mit geringerer seitlichen Stützkraft, ebenso die vertikalen Verschiebungen steigen. Bei der Lastkombination 3 ist jedoch festzuhalten, dass aufgrund der hohen auftretenden horizontalen und vertikalen Verschiebungen, die Verschiebungen lediglich in einem Zeitintervall von einer Minute untersucht werden und die Ergebnisse für eines dieser Intervalle werden hier präsentiert. Es zeigt sich somit für die erste Lastkombination die geringste vertikale Verschiebung mit etwa 0,75 [mm]. Für die zweite Lastkombination zeigt sich eine höhere vertikale Verschiebung von 1,5 [mm] und die dritte Lastkombination zeigt im untersuchten Zeitintervall eine Verschiebung von 1,25 [mm]. Wobei in allen Lastkombinationen eine höhere vertikale Verschiebung in den oberen Bereichen erkannt wird, welche stetig mit der Tiefe abnimmt.

Die horizontalen Verschiebungen weisen ein ähnliches Verhalten wie die vertikalen Verschiebungen auf, d.h. mit geringerer Stützkraft steigen die horizontalen Verschiebungen ebenfalls. In den horizontalen Verschiebungen zeigen sich in den ersten beiden Lastkombinationen tendenziell größere Verschiebungen im oberen Bereich. Dies wird auf die vertikale Lastaufbringung welche ebenso von oben angebracht wird zurückgeführt. In der dritten Lastkombination wird aufgrund der hohen horizontalen Verschiebungen, ebendiese über den betrachteten Querschnitt beinahe konstant groß. In der ersten Lastkombination ergeben sich horizontale Verschiebungen von 1,0 [mm], in der zweiten Lastkombination von 1,5 [mm] und in dem untersuchten Zeitintervall der dritten Lastkombination 1,25 [mm]. Im horizontal betrachteten Schnitt zeigt sich für alle drei Lastkombinationen eine Abnahme der horizontalen Verschiebungen in Schnittrichtung.

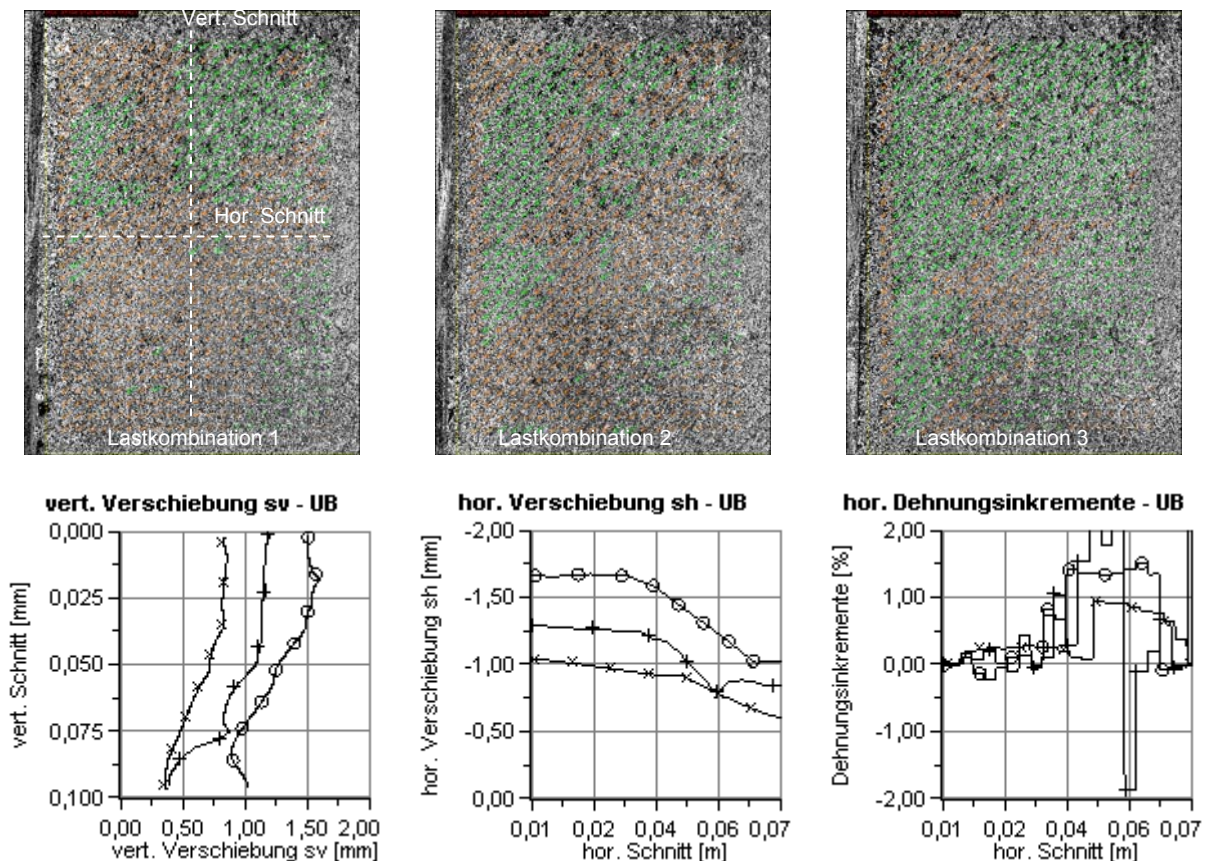


Abbildung 7-17: Ergebnisse der PIV – Analyse des unbewehrten Versuches

Die vertikalen Verschiebungen für den lose bewehrten Versuch weisen in der ersten Lastkombination die höchsten Werte mit 0,8 [mm] auf, verringern sich in der zweiten Lastkombination auf 0,10 [mm] und steigen in der dritten Lastkombination auf 0,17 [mm] an (Abbildung 7-18). Bei den vertikalen Verschiebungen im lose bewehrten Zustand zeigen sich wiederum durchwegs geringere vertikale Verschiebungen als bei den unbewehrten Zustand. Weiters kann in der Lastkombination 1, in der die meisten vertikalen Verschiebungen akkumuliert werden, oberhalb des Geogitters höhere vert. Verschiebungen erkannt werden, als unterhalb des Geogitters. Dieser Unterschied ist auf das Geogitter zurückzuführen, da dieses Erscheinungsbild bei dem unbewehrtem Versuch nicht auftritt. Weiters zeigt sich ein Unterschied zwischen den vertikalen Verschiebungen nahe der seitlich beweglichen Wand (linker Bereich) und dem entfernteren rechten Bereich. Nahe der beweglichen Wand sind die vertikalen Verschiebungen etwas geringer. Dies wird Großteils durch die Einspannung des Geogitters in die horizontal bewegliche Wand bedingt, die eine vertikale Verschiebung des Geogitters an diesem Punkt verhindert. Für die zweite und dritte Lastkombination stellen sich die vertikalen Verschiebungen über den betrachteten vertikalen Schnitt als nahezu konstant ein.

Beim Betrachten der horizontalen Verschiebungen während der verschiedenen Lastkombinationen des lose bewehrten Versuches, ist grundsätzlich zu erkennen, dass sich die horizontalen Verschiebungen in der ersten Lastkombination mit 0,35 [mm] am größten darstellen (Abbildung 7-18). Die Verschiebungen verringern sich in der zweiten Lastkombination auf 0,08 [mm]. In der dritten Lastkombination mit der geringsten seitlichen Stützung erhöhen sich die horizontalen Verschiebungen auf 0,13 [mm]. Es zeigen

sich jedoch durchwegs geringere horizontale Verschiebungen als für den unbewehrten Zustand. Für den lose bewehrten Versuch stellt sich oberhalb des Geogitters eine höhere horizontale Verschiebung als unterhalb des Geogitters ein. Dies wird darauf zurückgeführt, dass die Krafteintragung der vertikalen Belastung von oben nach unten stattfindet und sich infolge der Reibung zwischen Sand und Stahlwandung diese vertikale Kraft mit der Tiefe etwas abnimmt, wodurch die horizontalen Kräfte im oberen Bereich etwas höher sind als im unteren Bereich.

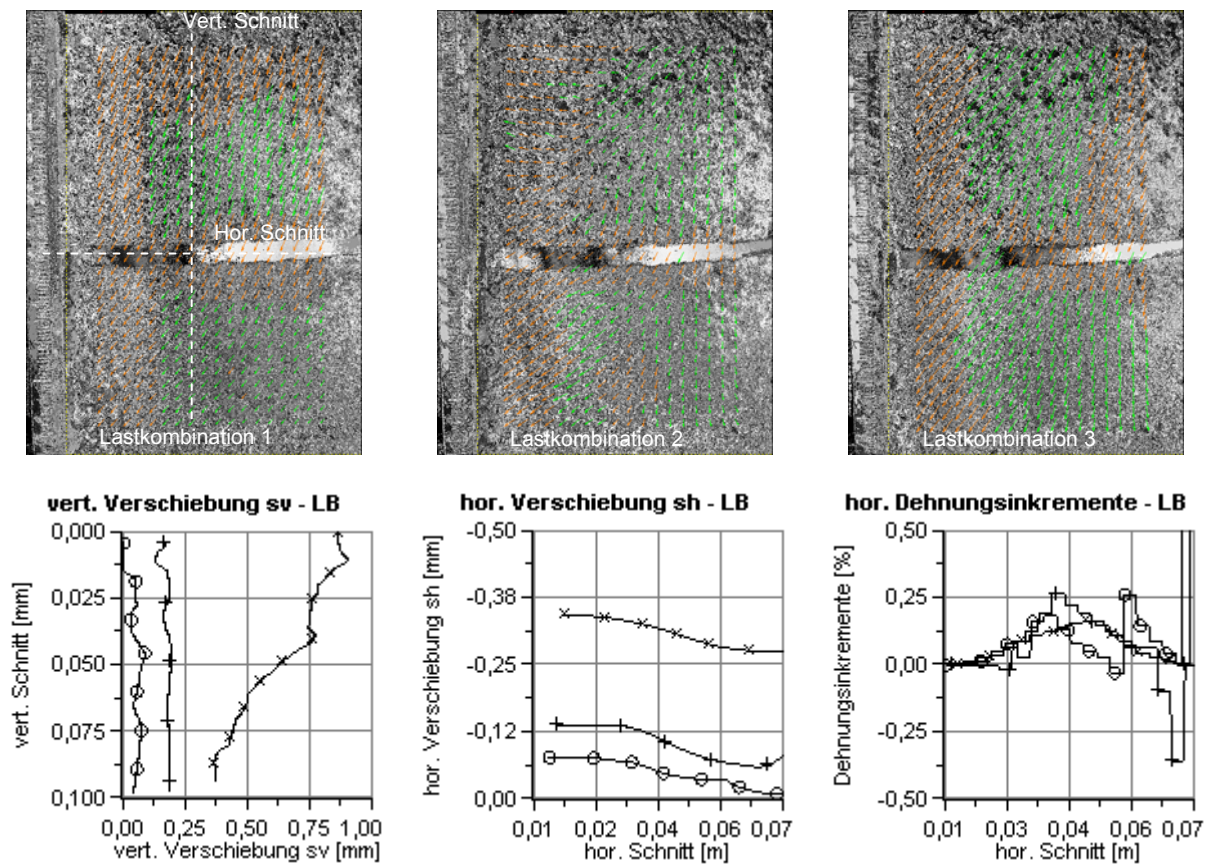


Abbildung 7-18: Ergebnisse der PIV – Analyse des lose bewehrten Versuches

Die vertikalen Verschiebungen des temporär vorgespannten Versuches zeigen die höchsten Werte mit 0,50 [mm] wiederum in der ersten Lastkombination. In der zweiten Lastkombination nehmen diese auf 0,18 [mm] ab und steigen bei der dritten Lastkombination auf 0,21 [mm] an (Abbildung 7-19). Es zeigt sich in der ersten Lastkombination eine geringere vertikale Verschiebung des Bodens unterhalb des Geogitters als oberhalb der Geogitterlage. Dieses Phänomen spiegelt sich in der zweiten Lastkombination, im Gegensatz zum lose bewehrten Versuch, wieder. Lediglich in der dritten Lastkombination bewegen sich die vertikalen Verschiebungen unter dem Geogitter in etwa in der Größe der Verschiebungen oberhalb des Geogitters, respektive übersteigen diese in Bereichen teilweise.

Die horizontalen Verschiebungen des temporär vorgespannten Versuches gleichen vom Verhalten dem des lose bewehrten Versuches (Abbildung 7-19). Die horizontalen Verschiebungen sind wiederum in der ersten dynamischen Lastkombination am größten 0,25 [mm]. Wobei sich in der ersten Lastkombination im Vergleich zum lose bewehrten Zustand beim temporär vorgespannten Versuch geringere hori-

zontale Verschiebungen zeigen. In der zweiten Lastkombination hingegen weist der temporär vorgespannte Zustand etwas höhere horizontale Verschiebungen, 0,12 [mm] auf und in der dritten Lastkombination weist dieser etwa 0,10 [mm] auf. Daraus ist zu schließen, dass die erhöhten horizontalen Verschiebungen des lose bewehrten Versuches rein in der ersten Belastungskombination akkumuliert werden. Die horizontalen Verschiebungen sind im temporär vorgespannten Versuch oberhalb der Geogitterlage abermals größer als unterhalb des Geogitters. Dieses Verhalten zeigt sich jedoch bei der ersten Lastkombination deutlicher als es sich für den lose bewehrten Fall zeigt. Dies zeigt den Einfluss der Vorspannung des Geogitters auf die horizontale Verschiebung.

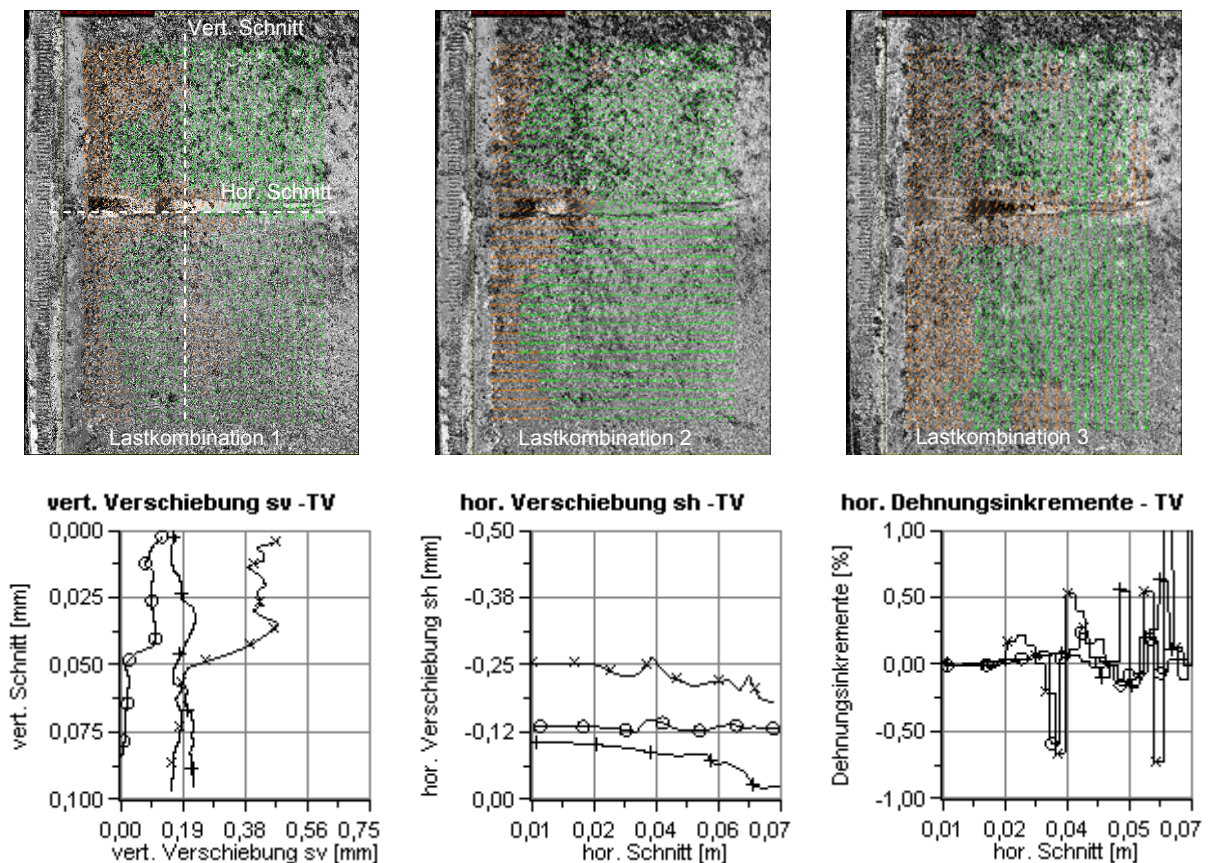


Abbildung 7-19: Ergebnisse der PIV – Analyse des temporär vorgespannten Versuches

Zusammenfassend kann jedoch gezeigt werden, dass ein Großteil der vertikalen Verschiebungen in der ersten Lastkombination akkumuliert wird und sich diese hauptsächlich auf den Bodenbereich oberhalb der Geogitterlage beschränkt. Es zeigt sich somit, dass sich eine temporäre Vorspannung des Geogitters positiv auf das vertikale Verschiebungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens auswirkt.

Für den permanent vorgespannten Versuch weisen die vertikalen Verschiebungen in der ersten Lastkombination die größten Werte mit 0,48 [mm] auf (Abbildung 7-20). Wobei durch die permanente Vorspannung unter dem Geogitters vertikale Verschiebungen von 0,10 [mm] akkumuliert werden. Dieses Verhalten spiegelt sich in der zweiten Lastkombination wieder. Die untere Bodenschicht weist geringe vertikale Verschiebungen auf. Wohingegen die die obere Schicht die meisten Verschiebungen in einer Größe von 0,10 [mm] akkumuliert. In der dritten Lastkombination, die die Lastkombination mit der ge-

ringsten seitlichen Stützkraft ist, verlaufen die vertikalen Verschiebungen über den betrachteten vertikalen Schnitt annähernd konstant und weisen eine Größe von etwa 0,18 [mm] auf.

Die horizontalen Verschiebungen für den permanent vorgespannten Versuch sind in allen drei Lastkombinationen geringer als in den vorangegangenen Versuchen (Abbildung 7-20). Es wird erkannt, dass durch eine permanente Vorspannung die horizontalen Verschiebungen, vor allem in der Lastkombination 1, deutlich zum lose und temporär vorgespannten Fall verringert werden kann. Durch diese permanente Vorspannung treten in der ersten Lastkombination 0,05 [mm], in der zweiten Lastkombination 0,06 [mm] und in der dritten Lastkombination 0,05 [mm] horizontale Verschiebungen auf.

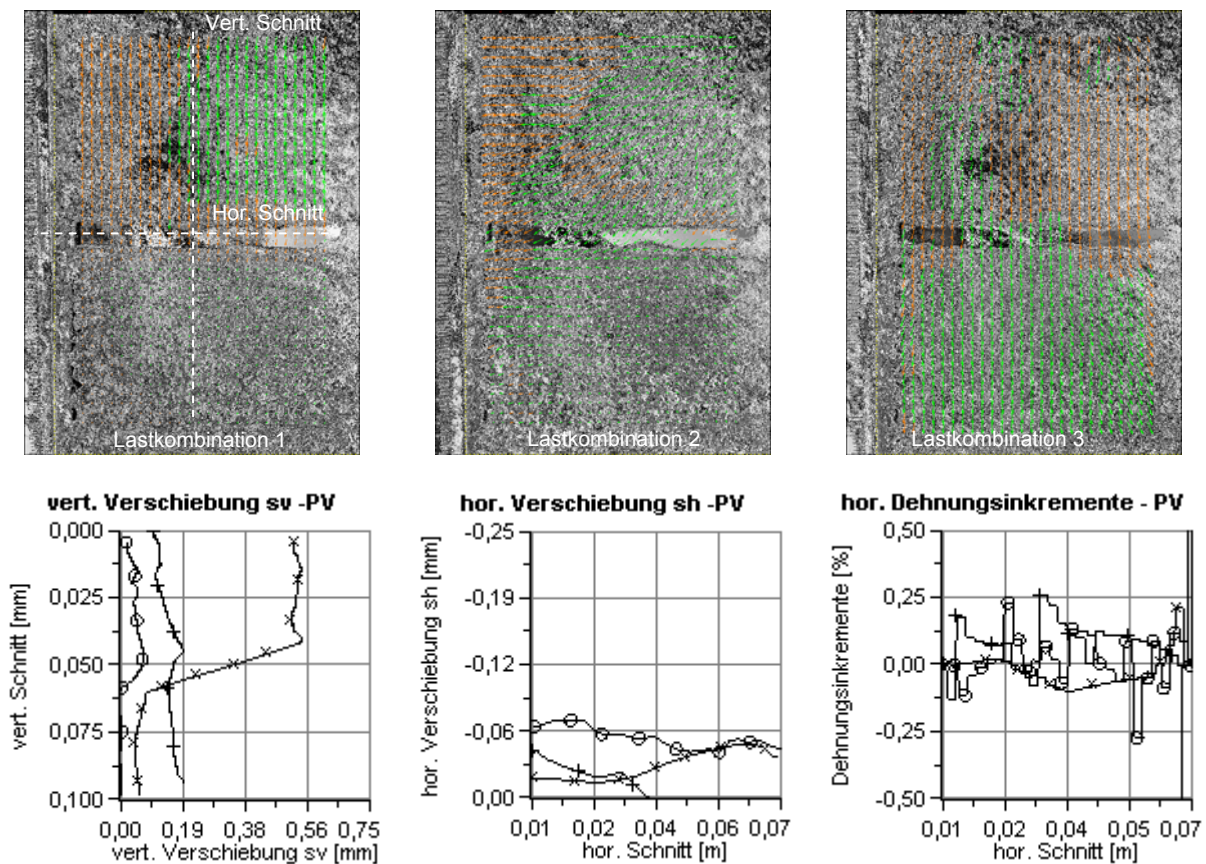


Abbildung 7-20: Ergebnisse der PIV – Analyse des permanent vorgespannten Versuches

Somit werden die Ergebnisse die aus den Versuchen bekannt sind nicht nur mit der PIV – Methode qualitativ verifiziert, sondern es können auch Aussagen über die Verteilung der Verschiebungen über den Querschnitt getroffen werden. Es wird gezeigt, dass die horizontalen und vor allem die vertikalen Verschiebungen nicht konstant über den Querschnitt verlaufen. Eine Geogitterbewehrung trägt maßgebend zu diesem Effekt bei und verringert die Verschiebungen unterhalb der Geogitterbewehrung. Dieses Phänomen wird durch das Aufbringen einer Vorspannung auf das Geogitter weiter verstärkt.

8. ZUSAMMENFASSUNG

In dieser Arbeit werden allen voran Ergebnisse beziehungsweise Erkenntnisse aus dynamischen Versuchen an geogitterbewehrter Erde in einer Literaturrecherche präsentiert. Diese zeigt vor allem, dass Bedarf an weiteren Untersuchungen besteht.

Ein Versuchskonzept wird präsentiert, mit dem es möglich ist ein Bodenelement gedanklich aus einer geogitterbewehrten Stützkonstruktion zu entnehmen um an diesem die entsprechenden Kräfte aufzubringen, welche in der Stützkonstruktion herrschen.

Dieses Versuchskonzept dient als Basis für die Entwicklung der Versuchskonstruktion. Diese Versuchskonstruktion erlaubt es dynamische Kräfte an ein geogitterbewehrtes Bodenpaket aufzubringen um das Last-Setzungsverhalten von geogitterbewehrten Böden unter dynamischen Einwirkungen beurteilen zu können.

Die Ergebnisse der Versuche werden präsentiert und es kann gezeigt werden, dass durch eine Geogitterbewehrung eine Verbesserung des Last-Verformungsverhalten erzielt werden kann. Durch eine zusätzliche Vorspannung, die auf das Geogitter aufgebracht wird verbessern sich Last-Verschiebungseigenschaften des geogitterbewehrten Bodenpaketes, sowohl in statischen als auch in dynamischen Belastungskombinationen weiter. Die Ergebnisse der Versuche werden mit Hilfe der PIV – Methode verifiziert und eine Verteilung der Verschiebungen über den Betrachtungsquerschnitt kann gezeigt werden. Hierbei wird festgestellt, dass sich durch eine Geogitterlage die vertikalen Verschiebungen unter dem Geogitter geringer darstellen als oberhalb des Geogitters. Dieser Effekt wird durch eine Vorspannung des Geogitters weiters verstärkt.

Es zeigen sich positive Auswirkungen durch eine Geogitterbewehrung auf das Last-Verformungsverhalten des geogitterbewehrten Bodens. Es kann gezeigt werden, dass sich durch eine zusätzliche Vorspannung das Last-Verformungsverhalten, sowohl in statischen als auch in dynamischen Lastkombinationen, noch weiters verbessern lässt.

9. REFERENZEN

- A. ALTAEE & B. H. FELLENIUS (1994): „Physical modeling in sand“, Canadian Geotechnical Journal 31, 420 - 431
- R. BUTTERFIELD (1999): „Dimensional analysis for geotechnical engineers“, Geotechnique 49, No. 3, 357 – 366
- G. CASTRO, R. B. SEED, T. O. KELLER & H. B. SEED (1992): “Steady-state strength analysis of lower San Fernando Dam slide”, ASCE Journal of Geotechnical Engineering 118, GT3, 406 - 427
- M. DATTA, G. V. RAO & S. K. GULHATI (1980): “Development of pore water pressure in a dense calcareous sand under repeated compressive stress cycles”, International Symposium on Soils under Cyclic and Transient Loading, Swansea 33 – 47
- EBGEO (2010): “Berechnung und Dimensionierung von Erdbaukörpern mit Bewehrungseinlagen aus Geokunststoffen”, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V., Arbeitskreis 5.2
- C. FITZPATRICK (1977): „Repeated loading on Standard Ottawa Sand in Triaxial Test“, Report present to Queen, University of Kingston, Canada
- A. GOTSCHOL (2002): „Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter unter zyklisch-dynamischer Beanspruchung“, Schriftenreihe Geotechnik Universität Kassel, Heft 12
- U. GÜTTLER (1984): „Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhalten von ungebundenen Mineralstoffen“, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau Wasserwesen und Verkehrswesen, Ruhr-Universität Bochum, Heft 8
- S. J. HAIN (1980): „An application of cyclic triaxial testing to field model test“, International Symposium on Soils under cyclic and Transient Loading, Swansea, 23 -31
- A. HEROLD & N. TAMASKOVIC (2004): „Bestimmung von dynamischen Spannungen in Kunststoffbewehrte-Erde-Konstruktionen unter Zuhilfenahme von Kegelmodellen“, Bautechnik 09
- A. HETTLER (1987): „Schottertriaxialversuche mit statischen und zyklischen Belastungsverlauf“, ETR 36, 399 – 405
- J. JAKY (1948): “Minimum value of earth pressure”, Proceedings of the 2nd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Rotterdam
- A. JAUP (1999): „Anwendungen von 1g-Modellversuchen auf das Setzungsverhalten im Hinterfüllungsbereich von Brückenwiderlagern“, Schriftenreihe Geotechnik, Universität Kassel, Heft 7
- H. G. KEMPFERT, A. GOTSCHOL & T. STÖCKER (2000): „Kombinierte zyklische und dynamische Elementversuche zur Beschreibung des Kurz- und Langzeitverhaltens von Schotter und granularen

Böden“, Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrungen und Forschungsergebnisse, Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 32

C. LACKNER & S. SEMPRICH (2010): „Vorgespannte Bewehrte Erde – Grundlagen, Versuche, Simulation“, 59. Geomechanik Kolloquium, Salzburg

H. LANGHAAR (1951): „Dimensional analysis and theory of models“, New York, McGraw - Hill

ORE Frage D117 (1974): „Ergänzende Untersuchungen der Boden- und Schottereigenschaften unter dynamischer Last“, Optimale Anpassung des Oberbaus an den künftigen Verkehr, Report 5

ORE Frage D117 (1978): „Wirksamkeit der verschiedenen Verfahren hinsichtlich der Fehlerberichtigung“, Optimale Anpassung des Oberbaus an den künftigen Verkehr, Report 10

G. P. RAYMOND (2002): „Reinforced ballast behaviour subjected to repeated loading“, Geotextiles and Geomembranes Vol. 20, No. 1, 39 -61

F. E. RICHART, J. R. HALL & R. D. WOODS (1970): “Vibrations of Soils and Foundations”, Prentice-Hall, Inc., Englewood Cliffs, New Jersey

M. J. SHENTON (1978): „Deformation of railway ballast under repeated loading conditions“, Railroad Track Mechanics and Technology, Pergamon Press, 405 - 425

S. SHIBUYA, T. MITACHI, F. FUKUDA & T. DEGOSHI (1995): „Strain rate effects on shear modulus and damping of normally consolidated clay“, Geotechnical Testing

S. N. M. TAFRESHI & A. R. DAWSON (2010): „Behaviour of footings on reinforced sand subjected to repeated loading – Comparing use of 3D and planar geotextile“, Geotextiles and Geomembranes Vol. 28, 434 - 447

G. THIEL (1988): „Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung“, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen, Heft 14, Ruhr-Universität Bochum

H. ZANZINGER, H. HANGEN & D. ALEXIEW (2010): „Fatigue Behaviour of PET-Geogrid under cyclic Loading“, Geotextiles and Geomembranes Vol. 28, No. 3, 251 - 261