

RUHR-UNIVERSITÄT BOCHUM
Fakultät für Bau- und
Umweltingenieurwissenschaften
Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik



Masterarbeit

Modellvalidierung einer mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform zum Bau von Offshore-Windenergieanlagen

von

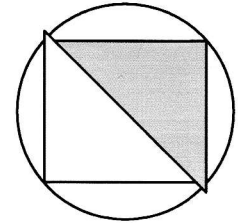
Suleiman Spingher

Prüfer: Dr.-Ing. Diethard König

Raoul Hölter, MSc.

Dr.-Ing. Oliver Detert

Bochum, 28.09.2018



Aufgabenstellung für eine Masterarbeit zum Thema

Modellvalidierung einer mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform zum Bau von Offshore- Windenergieanlagen

Name: Suleiman Spingher
Matrikelnummer: 108009234933
Erstprüfer: Dr.-Ing. Diethard König
Zweitprüfer: Raoul Hölter, M.Sc.,
Dr.-Ing. Oliver Detert, HUESKER Synthetic GmbH

Erläuterungen:

Im Rahmen des Baus eines küstennahen Offshore-Windparks wird der zur Montage verwendete Baukran auf einer im Uferbereich errichteten Plattform angebracht. Diese Plattform gründet innerhalb einer Spundwandkonstruktion, die mittels Geogittern verankert ist. Mittels verschiedener Berechnungsmodelle wurden Prognosen zum Systemverhalten erstellt, welche als Bemessungsgrundlage dienen konnten.

Da zur Verankerung von Spundwänden mit Geogittern bisher wenig Erfahrungen vorliegen, sind die gestellten Prognosen mit großen Unsicherheiten behaftet und eine Validierung der Berechnungsmodelle war erforderlich. Dem entsprechend wurde ein Monitoring des Systems eingerichtet. Im Sinne der Beobachtungsmethode können die hiermit erzeugten Messdaten mit den Prognosen verglichen werden.

Im Rahmen dieser Arbeit werden die bestehenden Berechnungsmodelle anhand der vorliegenden Daten überprüft und beurteilt. Es soll untersucht werden, welcher Grad an Modellkomplexität benötigt wird, um eine zuverlässige Voraussage des Systemverhaltens erstellen zu können. Zur Einschätzung des Systemverhaltens im Falle von unerwarteten Abweichungen der Modellparameter sind zudem Ansätze aus dem Bereich der Zuverlässigkeitsanalyse anzuwenden.

Aufgabenstellung:

1. Literaturstudie zu den gängigen Berechnungsansätzen, die bei der Verankerung von Spundwänden mittels Geogittern verwendet werden.
2. Beschreiben und teilweises Begleiten des Monitorings sowie Auswerten und Darstellen der Messergebnisse.
3. Bewertung der Modellqualität und Prognosefähigkeit bestehender Modelle durch Abgleich von Mess- und Modelldaten.
4. Untersuchung der Berechnungsmodelle und Einschätzung der Modellantworten hinsichtlich Zuverlässigkeit und Robustheit.

Tag der Ausgabe: 28.03.2018

Tag der Abgabe: 28.09.2018

Dr.-Ing. Diethard König

Eidesstattliche Erklärung

Hiermit erkläre ich an Eides statt, dass ich die vorliegende Masterarbeit selbstständig und ohne fremde Hilfe angefertigt, keine anderen als die angegebenen Quellen und Hilfsmittel benutzt und die den benutzten Quellen wörtlich oder inhaltlich entnommenen Stellen als solche kenntlich gemacht habe.

Ort, Datum

Suleiman Spingher

Kurzfassung

Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich mit der Modellvalidierung einer mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform zum Bau von Offshore-Windenergieanlagen. Von besonderem Interesse ist hierbei das Tragverhalten der mit Geogittern rückverankerten und aus Spundwänden bestehenden Arbeitsplattform, da das Tragverhalten solch einer Konstruktion aufgrund von mangelnder Forschung und mangelnder Praxiserfahrungen nicht genau bekannt ist. Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht darin, ein besseres Verständnis des Tragverhaltens von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden zu erlangen. In der vorliegenden Arbeit wurde das Tragverhalten von Geogittern als Bewehrungselemente und die Tragverhalten von Verpressankern einzeln betrachtet und erläutert, um darauf basierend Prognosen bezüglich der Tragfähigkeit von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden zu erstellen. Für die Überprüfung der Prognosen lagen Messdaten eines Monitorings vor, die aufgrund des geringen Datensatzes eine Überprüfung der Prognosen erschwerten. Für eine effizientere Überprüfung der erstellten Prognosen wurde die mit Geogittern rückverankerte Arbeitsplattform mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS 2D simuliert. Ferner wurden die Berechnungsergebnisse des numerischen Modells den Messdaten des Monitorings gegenübergestellt, um zu überprüfen, ob solch eine Konstruktion ausreichend genau nachgebildet werden kann. Bei der Überprüfung der erstellten Prognosen durch die Gegenüberstellung der Messdaten des Monitorings mit den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells wurde festgestellt, dass die mit Geogittern rückverankerte Arbeitsplattform bezüglich des Tragverhaltens sowohl Merkmale von Geogittern als Bewehrungselemente als auch Merkmale von Verpressankern aufweist. Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit deuten darauf, dass es sich bei der mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform um eine Art Hybrid-System handelt.

Abstract

The purpose of this thesis deals with the model validation of geogrid back-anchored working platform for construction of offshore wind turbines. The structural behavior of geogrid back-anchored working platform is of particular interest, as the structural behavior is not well determined due to insufficient research and poor practical experience. The aim of this thesis is to obtain a better comprehension and understanding of such a structure. The structural behavior of geogrids as reinforcement elements and the structural behavior of grouted anchors have been investigated and illustrated individually in order to predict its structural behavior of geogrid back-anchored sheetpiles. Existing measurement data of a monitoring was provided in order to examine the predictions of the structural behavior of a geogrid back-anchored sheetpile. Due to insufficient amount of monitoring data, the examination of the predictions proved difficult. For a more efficient examination of the predictions, the geogrid back-anchored working platform has been simulated by using the finite element software PLAXIS 2D. In addition, the calculation results of the numerical model have been compared to the measurement data of the monitoring in order to analyze if such a construction can be modelled with sufficient accuracy. During the examination of the predictions by comparing the measurement data of the monitoring with the calculation results of the numerical model it has been observed that the structural behavior of geogrid back-anchored working platform shows characteristics of geogrids as reinforcing elements as well as grouted anchors with respect to their structural behavior. The results in this thesis lead to the conclusion that the structural behavior of geogrid back-anchored working platform can be classified as a type of hybrid system.

Inhaltsverzeichnis

INHALTSVERZEICHNIS	I
ABBILDUNGSVERZEICHNIS	III
TABELLENVERZEICHNIS	VIII
SYMBOLVERZEICHNIS	IX
1 EINLEITUNG	1
2 VERBUNDSYSTEM BODEN-GEOGITTER	3
2.1 TRAGFÄHIGKEIT UND GRENZZUSTAND VON BÖDEN	3
2.2 TRAGFÄHIGKEITSERHÖHUNG DURCH BEWEHRUNGEN.....	6
2.3 GEOGITTER UND GEOKUNSTSTOFFE	8
2.3.1 <i>Hauptaufgaben</i>	10
2.3.2 <i>Anwendungsbeispiele</i>	10
2.3.3 <i>Kraft-Dehnungs-Verhalten</i>	11
2.3.4 <i>Maßgebende Einflussfaktoren für das Kraft-Dehnungs-Verhalten</i>	18
3 TRAGVERHALTEN VON GEOGITTERN UND VERPRESSANKERN	21
3.1 TRAGVERHALTEN VON GEOGITTERN	21
3.1.1 <i>Mechanismus der Kraftübertragung</i>	24
3.1.2 <i>Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit</i>	28
3.1.3 <i>Bruchmechanismen und Einfluss auf den Erddruck</i>	35
3.2 TRAGVERHALTEN VON VERPRESSANKER.....	48
3.2.1 <i>Mechanismus der Kraftübertragung</i>	49
3.2.2 <i>Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit</i>	55
3.2.3 <i>Bruchmechanismen und Einfluss auf den Erddruck</i>	59
3.3 PROGNOSEN ZUM TRAGVERHALTEN VON MIT GEOGITTERN RÜCKVERANKERTEN SPUNDWÄNDEN .	63
4 MONITORING UND AUSWERTUNG DER MESSDATEN	65
4.1 MESSDATEN DER SPUNDWANDVERSCHIEBUNG	65
4.2 MESSDATEN DER GEOGITTERDEHNUNGEN	70
4.3 MESSDATEN DER SETZUNGEN DER TOTLAST	78
4.4 WASSERSTAND IN DER BAUGRUBE.....	81
5 NUMERISCHES MODELL	83
5.1 SYSTEMGEOMETRIE UND INTERFACES.....	83
5.2 MATERIALMODELL UND EIGENSCHAFTEN DES BEWEHRTEN BODENS	88
5.3 ERSTELLUNG DER PHASEN	91
5.4 BERECHNUNGSERGEBNISSE DES NUMERISCHEN MODELLS.....	95
5.4.1 <i>Spundwandverformungen</i>	95

Inhaltsverzeichnis

5.4.2	<i>Dehnungen der Geogitter</i>	97
5.4.3	<i>Setzungen der Totlast</i>	100
5.4.4	<i>Erddruck auf die Spundwand</i>	100
5.4.5	<i>Bruchmechanismus und Bruchkörper</i>	104
5.5	PARAMETERVARIATION.....	106
5.5.1	<i>Spundwandverformungen</i>	107
5.5.2	<i>Dehnungen der Geogitter</i>	110
5.5.3	<i>Setzungen der Totlast</i>	118
5.5.4	<i>Erddruckverteilung</i>	119
6	GEGENÜBERSTELLUNG & VERGLEICH: PROGNOSEN, MONITORING, NUMERIK	121
6.1	SPUNDWANDVERFORMUNGEN	121
6.2	DEHNUNGEN DER GEOGITTER	123
6.3	SETZUNGEN DER TOTLAST	126
6.4	ÜBERPRÜFUNG DER PROGNOSEN DES TRAGVERHALTENS UND DISKUSSION DER ERGEBNISSE ..	128
7	ZUSAMMENFASSUNG UND AUSBLICK	135
8	LITERATURVERZEICHNIS	139

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 2.1 SCHERFESTIGKEIT BEI VERÄNDERLICHER NORMALSPANNUNG [7]	4
ABBILDUNG 2.2 SPANNUNGSBEZIEHUNGEN AM BODENELEMENT ANHAND VON MOHR'SCHEN SPANNUNGSKREISEN [7].....	5
ABBILDUNG 2.3 AUSWIRKUNG EINER BODENBEWEHRUNG AUF DIE AUFNEHMBAREN SPANNUNGEN [6]	6
ABBILDUNG 2.4 VERANSCHAULICHUNG DES CONFINING EFFECTS EINER BODENBEWEHRUNG [5]	7
ABBILDUNG 2.5 TRAGVERHALTEN UND BEWEHRUNGSMECHANISMUS AM BEISPIEL EINER STÜTZKONSTRUKTION [6].....	8
ABBILDUNG 2.6 ÜBERSICHT GÄNGIGER GEOKUNSTSTOFFPRODUKTE NACH DIN EN ISO 10318 [3]	9
ABBILDUNG 2.7 ANWENDUNGSBEISPIELE FÜR GEOKUNSTSTOFFE IN DER GEOTECHNIK [6].....	11
ABBILDUNG 2.8 MODELL ZUR ERFASSUNG DES KRAFT-DEHNUNGS-VERHALTENS VON GEOKUNSTSTOFFEN [1]	12
ABBILDUNG 2.9 ELASTISCH-VISKOPLASTISCHES DEHNUNGSVERHALTEN EINES GEOKUNSTSTOFFS [4].....	13
ABBILDUNG 2.10 BEISPIELHAFTE AUSWERTUNG VON KURZZEIT-DEHNSTEIFIGKEITEN EINER KURZZEIT-KRAFT- DEHNUNGS-LINIE FÜR ZWEI DEHNUNGSBEREICHE [2].....	14
ABBILDUNG 2.11 ERMITTLUNG VON ISOCHRONENKURVEN (RECHTS) AUS KRIECKKURVEN (LINKS) [2]	17
ABBILDUNG 2.12 BEISPIELHAFTE AUSWERTUNG VON ISOCHRONENKURVEN [2]	18
ABBILDUNG 2.13 ERGEBNISSE VON ZUGVERSUCHEN MIT VARIERTEN DEHNRATEN [4].....	20
ABBILDUNG 3.1 ÜBLICHE BEWEHRUNGSPRODUKTE UND DIE MECHANISMEN DER KRAFTEINLEITUNG NACH PALMEIRA, MODIFIZIERT NACH RUIKEN [5]	21
ABBILDUNG 3.2 BEDEUTUNG DES VERBUNDVERHALTENS FÜR DIE ZWEI FÄLLE A (ABGLEITEN/ABSCHEREN) UND B (HERAUSZIEHEN) [2]	23
ABBILDUNG 3.3 INTERAKTION ZWISCHEN BODEN UND GEOGITTER (LINKS: EINSEITIGES GLEITEN, RECHTS: ZWEISEITIGES AUSZIEHEN) [1]	23
ABBILDUNG 3.4 FINITE-ELEMENTE-BERECHNUNG DER DEHNUNGSBEANSPRUCHUNGEN EINES GESTRECKTEN GEOGITTERS, A) GESCHWEIBTE VERBINDUNGSSTELLE, B) INTEGRIERTE VERBINDUNGSSTELLE [4].....	25
ABBILDUNG 3.5 WIRKUNGSWEISE DER QUERZUGGLIEDER BEI DER BEWEHRUNG (LINKS: SEITENANSICHT - SPANNUNGSKONZENTRATION VOR DEN QUERZUGGLIEDERN (DYER 1985), RECHTS: DRAUFSICHT - AUFLOCKERUNG HINTER QUERZUGGLIEDERN (HEITZ 2002)) [4]	25
ABBILDUNG 3.6 ERDDRUCKENTWICKLUNG VOR DEN QUERZUGGLIEDERN (LINKS: JEWELL ET AL. (1984), RECHTS: PETERSON & ANDERSON (1980) NACH NGUYEN ET AL. (2009)) [5].....	26
ABBILDUNG 3.7 VERDEUTLICHUNG DER GEGENSEITIGEN BEEINFLUSSUNG DER QUERZUGGLIEDER WÄHREND DES HERAUSZIEHVERSUCHS EINES GITTERS AUS GLASSPLITTERN (DYER 1985, MODIFIZIERT NACH PALMEIRA 2004) [5].....	27
ABBILDUNG 3.8 BEEINFLUSSUNG DER QUERZUGGLIEDER IN ABHÄNGIGKEIT IHRER ANORDNUNG NACH PALMEIRA (2009) [4].....	28
ABBILDUNG 3.9 EINFLUSS DER BODENDICHTE / LAGERUNGSDICHTE AUF DIE MAXIMALE HERAUSZIEHKRAFT NACH VERSCHIEDENEN AUTOREN [4].....	30

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 3.10 EINFLUSS DER BODENDICHTE / LAGERUNGSDICHTE AUF DIE MAXIMALE HERAUSZIEHKRAFT NACH VERSCHIEDENEN AUTOREN [6].....	30
ABBILDUNG 3.11 EINFLUSS DER AUFLAST AUF DIE MAXIMALE HERAUSZIEHKRAFT NACH VERSCHIEDENEN AUTOREN [6]	31
ABBILDUNG 3.12 EINFLUSS DER NORMALSPANNUNG FÜR DICHEN UND LOCKEREN SAND NACH JURAN ET AL. 1988 [4]	32
ABBILDUNG 3.13 EINFLUSS DES WASSERGEHALTS BEI HOHER LAGERUNGSDICHTE (A) UND NIEDRIGER LAGERUNGSDICHTE (B UND C) NACH FERREIRA ET AL. (2015) [4].....	33
ABBILDUNG 3.14 ZUSAMMENHANG ZWISCHEN QUERZUGGLIEDDICKE UND HERAUSZIEHWIDERSTAND NACH DETERT (2005) [5].....	33
ABBILDUNG 3.15 EINFLUSS DES VERHÄLTNISSES ZWISCHEN GITTERÖFFNUNG UND KORNGRÖÙE AUF DIE GRÖÙE DES KONTAKTREIBUNGSWINKELS NACH JEWELL ET AL. (1984), MODIFIZIERT NACH RUIKEN [5] .	34
ABBILDUNG 3.16 AKTIVER UND PASSIVER BEREICH EINES BEWEHRTEN ERDKÖRPERS [2]	35
ABBILDUNG 3.17 MÖGLICHE GLEITLINIEN EINER STÜTZKONSTRUKTION [2].....	36
ABBILDUNG 3.18 VEREINFACHTE MODELLANNAHME UND KRÄFTEVERTEILUNG AN EINER BEWEHRTEN STÜTZKONSTRUKTION [2]	37
ABBILDUNG 3.19 BEISPIELHAFTE KOMBINATION MEHRERER QUASI-MONOLITHE EINER STÜTZKONSTRUKTION [2].....	38
ABBILDUNG 3.20 ZUSAMMENSTELLUNG DER UNTERSUCHTEN PROBEKÖRPER UND BEWEHRUNGSANORDNUNGEN (LAGER DER GEOGITTER ALS HÖHE IN CM) [5].....	39
ABBILDUNG 3.21: EINFLUSS DES BEWEHRUNGSGRADDES AUF DIE VERFORMUNGSABHÄNGIGE ERDDRUCKENTWICKLUNG OHNE ANSCHLUSS AM FACING (OBEN: $J = 700 \text{ kN/M}$, UNTEN: $J = 1150 \text{ kN/M}$) [5].....	40
ABBILDUNG 3.22: ZUSAMMENHANG ZWISCHEN ERDDRUCK UND BEWEHRUNGSGRAD FÜR VERSCHIEDENE DEHNSTEIFIGKEITEN [5].....	41
ABBILDUNG 3.23 QUALITATIVE DARSTELLUNG DER VERFORMUNGSABHÄNGIGEN SPANNUNGSENTWICKLUNG BEI UNTERSCHIEDLICHEN ARTEN DER VERSUCHSDURCHFÜHRUNG [5].....	42
ABBILDUNG 3.24 EINFLUSS DES BEWEHRUNGSGRADS AUF DIE VERFORMUNGSABHÄNGIGE ERDDRUCKENTWICKLUNG MIT ANSCHLUSS AM FACING UND MIT BEIDSEITIGEM ANSCHLUSS (OBEN: $J = 700 \text{ kN/M}$, UNTEN: $J = 1155 \text{ kN/M}$), MODIFIZIERT [5].....	43
ABBILDUNG 3.25 THEORETISCHE UND GEMESSENE ERDDRUCKVERTEILUNG DES UNBEWEHRTEN BODENS [5]44	
ABBILDUNG 3.26: ERDDRUCKVERTEILUNG AM FACING BEI UNBEWEHRTEN UND VERSCHIEDENFACH GEOGITTERBEWEHRTEM BODEN NACH 2 MM WANDVERSCHIEBUNG (DURCHGEZOGENE LINIEN: $J = 700 \text{ kN/M}$, GESTRICHELTE LINIEN: $J = 1155 \text{ kN/M}$) [5]	45
ABBILDUNG 3.27: ERDDRUCKVERTEILUNG BEI 1-FACH UND 2-FACH GEOGITTERBEWEHRTEN PROBEKÖRPERN OHNE UND MIT FACINGANSCHLUSS NACH CA. 2 MM WANDVERSCHIEBUNG (DURCHGEZOGENE LINIEN: $J = 700 \text{ kN/M}$, GESTRICHELTE LINIEN: $J = 1155 \text{ kN/M}$) [5]	45
ABBILDUNG 3.28: SCHERFUGENENTWICKLUNG IN UNBEWEHRTEN, 2-FACH BEWEHRTEN UND 5-FACH BEWEHRTEN PROBEKÖRPERN NACH 10 MM WANDVERSCHIEBUNG, A) PARTIKELROTATIONEN, B) HORIZONTALE PARTIKELVERSCHIEBUNGEN [5]	46

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 3.29 SCHERFUGEN IN DETAILAUSSCHNITTEN IM UNBEWEHRTEN UND GEOGITTERBEWEHRTEN BODEN [5]	46
ABBILDUNG 3.30 KINEMATISCHES VERHALTEN DES UNBEWEHRTEN UND DES GEOGITTERBEWEHRTEN BODENS OHNE ANSCHLUSS DER GEOGITTER AM FACING [5]	47
ABBILDUNG 3.31 BEZEICHNUNG DER GEOMETRISCHEN GRÖßEN EINES VERPRESSANKERS NACH DIN EN 1537 [14]	48
ABBILDUNG 3.32 WIRKUNGSWEISE VON VERPRESSANKERN [8]	49
ABBILDUNG 3.33 ZUNAHME DER WIRKSAMEN RADIALSPANNUNGEN DURCH DIE EINGELEITETEN SCHUBSPANNUNGEN [8]	51
ABBILDUNG 3.34 MODELL FÜR DIE VERSPANNUNG EINES ANKERS INFOLGE EINER AUFLOCKERUNG DER SCHERFUGE [10]	52
ABBILDUNG 3.35 VERLAGERUNG DER MAXIMALEN SCHUBSPANNUNGEN ZWISCHEN VERPRESSKÖRPER UND BODEN IM GRENZZUSTAND (AUSREIßEN DES VERPRESSKÖRPERS DURCH ÜBERSCHREITEN DER HAUTREIBUNG IM BAUGRUND [8]	53
ABBILDUNG 3.36 VERTEILUNG DER MANTELREIBUNG BEI EINEM ANKER IN KIESIGEM SAND [12]	54
ABBILDUNG 3.37 VERHALTEN NICHTBINDIGER BÖDEN BEI SCHERUNG, A) DICHTER LAGERUNG, B) LOCKERE LAGERUNG [7]	54
ABBILDUNG 3.38 GRENZLASTEN VON ANKERN IN NICHTBINDIGEN BÖDEN [13]	56
ABBILDUNG 3.39 ABHÄNGIGKEIT ZWISCHEN DER GRENZLAST VON ANKERN UND DEM EINDRINGWIDERSTAND VON RAMMSONDEN IN NICHTBINDIGEN BÖDEN [13]	57
ABBILDUNG 3.40 GRENZWERTE DER MITTLEREN MANTELREIBUNG BEI ANKERN IN BINDIGEN BÖDEN, A) MIT NACHVERPRESSUNG, B) OHNE NACHVERPRESSUNG [13]	58
ABBILDUNG 3.41 ABRUTSCHEN DES VERANKERTEN BODENBLOCKS EINER STÜTZWAND (TIEFE GLEITFUGE) [8]	59
ABBILDUNG 3.42 BRUCHMODELL DER TIEFEN GLEITFUGE [8]	60
ABBILDUNG 3.43 VERFAHREN NACH KRANZ [8]	61
ABBILDUNG 3.44: ERDDRUCKUMLAGERUNG GEMÄß DER EAB EINER DREIFACH VERANKERTEN SPUNDWAND, MODIFIZIERT [25]	62
ABBILDUNG 4.1 DRAUFSICHT DER KONSTRUKTION DER WINDENERGIEANLAGE 17, MODIFIZIERT [28]	66
ABBILDUNG 4.2 QUERSCHNITT DURCH DIE TOTLAST, MODIFIZIERT [28]	67
ABBILDUNG 4.3 BEISPIELHAFTE TRANSFORMATION DER KOORDINATEN	70
ABBILDUNG 4.4 ANSCHLUSS DER GEOGITTER AN DIE SPUNDWAND UND EINBAU VON SAND ZWISCHEN DEN LAGEN	71
ABBILDUNG 4.5 LAGE DER WEGAUFNEHMER, MODIFIZIERT [28]	72
ABBILDUNG 4.6 INSTALLATION DER WEGAUFNEHMER AM GEOGITTER (LINKS: OHNE SCHUTZHÜLLE, RECHTS: MIT SCHUTZHÜLLE)	73
ABBILDUNG 4.7 VORSPANNEN DER GEOGITTER	73
ABBILDUNG 4.8 DEHNUNGEN IN DER GEOGITTERLAGE 2.1	74
ABBILDUNG 4.9 DEHNUNGEN IN DER GEOGITTERLAGE 3.1	75
ABBILDUNG 4.10 DEHNUNGEN IN DER GEOGITTERLAGE 3.2	75
ABBILDUNG 4.11 MAXIMALE DEHNUNGEN IN DER GEOGITTERLAGE 2.1	77

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 4.12 MAXIMALE DEHNUNGEN IN DER GEOGITTERLAGE 3.1	77
ABBILDUNG 4.13 MAXIMALE DEHNUNGEN IN DER GEOGITTERLAGE 3.2	78
ABBILDUNG 4.14 HERSTELLEN DER AUFSTELLFLÄCHEN DER TOTLAST	79
ABBILDUNG 4.15 TOTLAST	79
ABBILDUNG 4.16 SETZUNG UND SCHIEFSTELLUNG DER TOTLAST AN DEN ECKPUNKTEN	81
ABBILDUNG 4.17 MESSDATEN DES KONTROLLBRUNNENS FÜR DEN WASSERSTAND INNERHALB DER SPUNDWANDKONSTRUKTION, MODIFIZIERT [18]	82
ABBILDUNG 5.1 MODELLIERUNG DES ANSCHLUSSES DER GEOGITTER AN DIE UMLENKROLLE	85
ABBILDUNG 5.2 QUERSCHNITT DER UMLENKROLLE UND DER U-FÖRMIGEN BAUTEILE	85
ABBILDUNG 5.3 SYSTEMGEOMETRIE	87
ABBILDUNG 5.4 PHASE 5 (LINKS) UND PHASE 6 (RECHTS)	92
ABBILDUNG 5.5 AUFBRINGEN DER VORSPANNKRAFT	93
ABBILDUNG 5.6 SPUNDWANDVERFORMUNGEN DER NUMERISCHEN BERECHNUNG	96
ABBILDUNG 5.7 DEHNUNGSENTWICKLUNG DER GEOGITTERLAGEN BEIM VORSPANNEN	97
ABBILDUNG 5.8 DEHNUNGSENTWICKLUNG DER GEOGITTERLAGEN BEIM BELASTEN	98
ABBILDUNG 5.9 DEHNUNGSENTWICKLUNG DER GEOGITTERLAGEN BEIM ENTLASTEN	98
ABBILDUNG 5.10 SETZUNGEN DER TOTLAST IN PLAXIS 2D	100
ABBILDUNG 5.11 KLASSISCHE ERDDRUCKVERTEILUNG FÜR DEN AKTIVEN ERDDRUCK UND DEN ERDRUHDROCK OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER VERANKERTEN GEOGITTER (BLAU: OHNE AUFLAST, ROT: MIT AUFLAST)	101
ABBILDUNG 5.12 ERDDRUCKVERLAUF AN DER SPUNDWAND IN PLAXIS 2D MIT UND OHNE AUFLAST	104
ABBILDUNG 5.13 ERGEBNIS DER $c-\phi$ -REDUKTION	105
ABBILDUNG 5.14 DETAILANSICHT DER DRITTEN SCHERFUGE IN DER NÄHE DER SPUNDWAND IM UNBEWEHRTEN BEREICH	106
ABBILDUNG 5.15 AUSWIRKUNG DER PARAMETERVARIATION AUF DIE HORIZONTALVERSCHIEBUNGEN DER SPUNDWAND	109
ABBILDUNG 5.16 AUSWIRKUNG DER PARAMETERVARIATION AUF DIE DEHNUNGEN DER GEOGITTERLAGE 2.1	112
ABBILDUNG 5.17 AUSWIRKUNG DER PARAMETERVARIATION AUF DIE DEHNUNGEN DER GEOGITTERLAGE 3.1	115
ABBILDUNG 5.18 AUSWIRKUNG DER PARAMETERVARIATION AUF DIE DEHNUNGEN DER GEOGITTERLAGE 3.2	117
ABBILDUNG 5.19 AUSWIRKUNGEN DER PARAMETERVARIATION AUF DIE SETZUNGEN DER TOTLAST	118
ABBILDUNG 5.20: EINFLUSS DER PARAMETERVARIATIONEN C1 UND C2 AUF DIE ERDDRUCKVERTEILUNG AN DER SPUNDWAND (ROT: C1 – OHNE VORSPANNUNG, BLAU: C2 – MIT VORSPANNUNG, SCHWARZ: GRUNDMODELL)	120
ABBILDUNG 6.1 GEGENÜBERSTELLUNG DER MESSDATEN DES MONITORINGS MIT DEN BERECHNUNGSERGEBNISSEN DES NUMERISCHEN MODELLS FÜR DIE HORIZONTALVERSCHIEBUNGEN DER SPUNDWAND	122
ABBILDUNG 6.2 GEGENÜBERSTELLUNG DER GEMESSENEN DEHNUNGEN DER GEOGITTERLAGE 2.1 MIT DEN BERECHNETEN DEHNUNGEN DES NUMERISCHEN MODELLS	123

Abbildungsverzeichnis

ABBILDUNG 6.3 GEGENÜBERSTELLUNG DER GEMESSENEN DEHNUNGEN DER GEOGITTERLAGE 3.1 MIT DEN BERECHNETEN DEHNUNGEN DES NUMERISCHEN MODELLS.....	124
ABBILDUNG 6.4 GEGENÜBERSTELLUNG DER GEMESSENEN DEHNUNGEN DER GEOGITTERLAGE 3.2 MIT DEN BERECHNETEN DEHNUNGEN DES NUMERISCHEN MODELLS.....	125
ABBILDUNG 6.5 GEGENÜBERSTELLUNG DER SETZUNGEN DES MONITORINGS MIT DEN SETZUNGEN DER NUMERISCHEN BERECHNUNGEN	127
ABBILDUNG 6.6 HORIZONTALSPANNUNGEN DES BEWEHRTEN BODENS NACH DER BELASTUNG IM GRUNDMODELL.....	129
ABBILDUNG 6.7 HORIZONTALSPANNUNGEN DES BEWEHRTEN BODENS NACH DER BELASTUNG FÜR DIE PARAMETERVARIATION C1	129
ABBILDUNG 6.8 VERTIKALSPANNUNGEN DES BEWEHRTEN BODENS NACH AUFBRINGEN DER TOTLAST	131

Tabellenverzeichnis

TABELLE 2.1 ABMINDERUNGSFAKTOREN UND DIE JEWEILIGEN ABHÄNGIGKEITEN AUS [1]	16
TABELLE 3.1 EINFLUSSFAKTOREN DER INTERAKTION ZWISCHEN BODEN UND GEOGITTER [5]	29
TABELLE 4.1 DATEN DER SPUNDWÄNDE AUS [16]	65
TABELLE 4.2 GEMESSENE VERSCHIEBUNGEN DER SPUNDWAND [15]	68
TABELLE 4.3 TRANSFORMIERTE VERSCHIEBUNGEN DER SPUNDWAND	69
TABELLE 4.4 ÜBERBLICK ÜBER DIE GEOGITTER MIT DEN JEWEILIGEN ANSCHLUSSHÖHEN AN DIE SPUNDWAND	71
TABELLE 4.5 MAXIMAL GEMESSENE DEHNUNGEN AN DEN RELEVANTEN TAGEN AUS [17]	76
TABELLE 4.6 ERGEBNISSE DER SETZUNGSMESSUNG [15]	80
TABELLE 4.7 GEMESSENER WASSERSTAND IN DER BAUGRUBE [18]	81
TABELLE 5.1 BODENSCHICHTEN ANHAND DER DRUCKSONDIERUNG CPT WT17.01 [20]	84
TABELLE 5.2 EIGENSCHAFTEN DER SPUNDWAND IM NUMERISCHEN MODELL	84
TABELLE 5.3 STEIFIGKEITEN DER UMLENKROLLE UND DER U-FÖRMIGEN BAUTEILE IM MODELL	86
TABELLE 5.4 EIGENSCHAFTEN DES INTERFACES NAKED GEOGRID	86
TABELLE 5.5 STEIFIGKEITEN DER MODELLIERTEN BAGGERMATTEN	87
TABELLE 5.6 EIGENSCHAFTEN DES INTERFACES WOODEN PLATFORM	87
TABELLE 5.7 PARAMETER DER BÖDEN FÜR DAS HS-SMALL-MODELL	90
TABELLE 5.8 RESULTIERENDE DER KLASSISCHEN ERDDRUCKVERLÄUFE MIT DER JEWEILIGEN LAGE BEZÜGLICH NAP OHNE BERÜCKSICHTIGUNG DER VERANKERTEN GEOGITTER	102
TABELLE 5.9 GRÖÖE UND LAGE DER RESULTIERENDEN DES ERDDRUCKS MIT UND OHNE AUFLAST BEZÜGLICH NAP IM NUMERISCHEN MODELL	102
TABELLE 5.10 ÜBERSICHT ÜBER DIE PARAMETERVARIATION	107
TABELLE 5.11 EINFLUSS DER PARAMETERVARIATION AUF DIE RESULTIERENDE DES ERDDRUCKS AN DER SPUNDWAND	119

Symbolverzeichnis

Lateinische Zeichen

A_x [-]	Abminderungsfaktoren für Geokunststoffe
c [kN/m ²]	Kohäsion des Bodens
D [-]	Lagerungsdichte nichtbindiger Böden
d [m]	Dicke eines Bauteils
d_{50} [m]	Mittlerer Korndurchmesser von Böden
DI [-]	Beeinflussungsgrad (Degree of Interface)
DI [-]	Gegenseitiger Beeinflussungsgrad (Degree of Interface) der Querszugglieder
d_o [m]	Durchmesser der Gitteröffnung von Geogittern
E [kN/m ²]	Elastizitätsmodul
E_a [kN/m]	Resultierende des aktiven Erddrucks
F [kN]	Kraft
$f_{scg,k}$ [-]	Scherbeiwert für die Verbundwirkung bei Ansatz einer Kohäsion
$f_{sg,k}$ [-]	Reibungsbeiwert für die Verbundwirkung zwischen Boden und Geogitter
J [kN/m]	Zugsteifigkeit bzw. Dehnsteifigkeit von Geokunststoffen
$J_{a-b,k}$ [kN/m]	Charakteristische Dehnsteifigkeit von Geokunststoffen für ein Dehnungsbereich zwischen zwei Messpunkten
$J_{a-b,k0}$ [kN/m]	Charakteristische Kurzzeit-Dehnsteifigkeit von Geokunststoffen im Bereich von ϵ_a bis ϵ_b
k [m/s]	Durchlässigkeitsbeiwert
k_0 [-]	Erdruchdruckbeiwert
L_{fixed} [m]	Krafteinleitungslänge eines Verpressankers
L_{free} [m]	Freie Ankerlänge eines Verpressankers
$R_{B,k0}$ [kN/m]	Kurzzeit-Zugfestigkeit von Geokunststoffen
$R_{inter,GG}$	Interfacebeiwert zwischen bewehrter Erde und Geogitter in PLAXIS
$R_{inter,SW}$	Interfacebeiwert zwischen bewehrter Erde und Spundwand in PLAXIS
r_{min} [kN/m]	Mindestwert der Kurzzeitzugfestigkeit von Geokunststoffen aus Streifenzugversuchen nach DIN EN ISO 10319 bzw. Mindestanforderung an die Zugfestigkeit
s_{xmd} [-]	Abstand der Querszugglieder eines Geogitters
s_{xmd} [m]	Abstand der Querszugglieder von Geogittern
t [a/d/h/min/s]	Zeit
T [kN]	Herauszieh Widerstand eines Geogitters aus einer Bodenprobe
T_g [°C]	Glastemperatur von Polymeren
t_{xmd} [-]	Höhe bzw. Dicke des Querszuggliedes eines Geogitters
t_{xmd} [m]	Dicke bzw. Höhe des Querszuggliedes von Geogittern
u_x [m]	Horizontalverschiebung
w [%]	Wassergehalt
w_{opt} [%]	Optimaler Wassergehalt der Proctordichte
x' [mm]	Transformierte, horizontale Verschiebung der Spundwand in 2D
z [kN/m]	Zugfestigkeit von Geokunststoffen (pro Breite)
z_D [kN/m]	Bemessungswert der Beanspruchung von Geokunststoffen
z_R [kN/m]	Langzeit-Zugfestigkeit von Geokunststoffen
z_{Rd} [kN/m]	Bemessungswert der Langzeit-Zugfestigkeit von Geokunststoffen

Griechische Zeichen

$(\Delta)\sigma_{r2}$ [kN/m ²]	Zu- bzw. Abnahme der Radialspannung im Verpresskörper von Verpressankern
$(\Delta)\sigma_{rA}$ [kN/m ²]	Radialspannung im Verpresskörper von Verpressankern
μ [-]	Reibungsbeiwert
β [-]	Belastungsgrad
γ [-]	Teilsicherheitsbeiwert
Δ [-]	Allgemeines Symbol für die Differenz einer Größe
δ [°]	Kontaktreibungswinkel
δ_a [°]	Wandreibungswinkel des aktiven Erddrucks
$\Delta\gamma_s$ [%]	Inkrementelle deviatorische Dehnungen in PLAXIS
ε [%]	Dehnung
λ [-]	Verbundbeiwert Geokunststoff - Boden
ν [-]	Poissonzahl
σ [kN/m ²]	Spannung
σ'_{xx} [kN/m ²]	Effektive Horizontalspannungen im Boden
σ'_{yy} [kN/m ²]	Effektive Vertikalspannungen im Boden
σ_1 [kN/m ²]	Größte Hauptspannung
σ_3 [kN/m ²]	Kleinste Hauptspannung
σ_n [kN/m ²]	Normalspannung
τ [kN/m ²]	Schub- bzw. Scherspannung
φ [°]	Reibungswinkel
ψ [°]	Dilatanzwinkel

1 Einleitung

Der Windpark Krammer, ein küstennaher Offshore-Windpark in den Niederlanden, befindet sich zum jetzigen Zeitpunkt am Ende der Aufbauphase. Der Windpark besteht aus 34 Windenergieanlagen, die jeweils an einer Uferböschung mit einer zur Uferböschung hin offenen Spundwandkonstruktion erbaut wurden. Dabei wurden zunächst die Fundamente der Windenergieanlagen innerhalb der jeweiligen Spundwandkonstruktionen, welche mit Sand hinterfüllt und mit drei Lagen Geogittern unterschiedlicher Länge rückverankert wurden, hergestellt. Im nächsten Schritt erfolgte das Montieren der Einzelteile der Windenergieanlage (Turmsegmente, Maschinenhaus, Rotorblätter, etc.) an das Fundament. Dafür wird in der Regel ein schwerer Kran benötigt. Die Abstellfläche des Krans war innerhalb der Spundwandkonstruktion auf dem verfüllten Sandboden an der GOK mit einem Abstand von 1 m zur Spundwand und einer Fläche von 3 x 6 Metern vorgesehen. Das Heben der Einzelteile der Windenergieanlage durch den Kran stellte eine sehr hohe Belastung für den verfüllten Boden und die Spundwandkonstruktion dar. Bemessungsberechnungen, die im Vorfeld durchgeführt wurden, ergaben eine ausreichende Tragfähigkeit für die gesamte Konstruktion. Um die Ergebnisse der Bemessung zu überprüfen, wurde vor Beginn der kritischen Konstruktionsphase ein Monitoring eingerichtet. Während des Monitorings wurde das Gewicht des Krans unter Vollast durch eine Totlast simuliert. Anschließend wurden die Verformungen der Spundwand, die Dehnungen der Geogitter im Boden, die Ankerkräfte und der Wasserstand in der Baugrube überwacht und gemessen.

Über das reale Tragverhalten von mit Geogittern rückverankerten Spundwandkonstruktionen ist wenig bekannt. Um das Tragverhalten solcher Systeme einzuschätzen, ist man auf numerische Berechnungen und Simulationen angewiesen. Die vorliegende Arbeit beschäftigt sich daher mit dem Tragverhalten von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden, indem zunächst Prognosen über das Tragverhalten solcher Konstruktionen erstellt und anschließend anhand einer Gegenüberstellung der Messergebnisse des Monitorings mit den Berechnungsergebnissen eines numerischen Modells überprüft werden. Das Ziel der vorliegenden Arbeit besteht darin, ein besseres Verständnis über das Tragverhalten von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden zu erlangen.

In der vorliegenden Arbeit werden zu Beginn die Tragfähigkeit von Böden, das Prinzip der Tragfähigkeitserhöhung durch Geogitterbewehrungen und allgemeine Informationen zu Geokunststoffen, insbesondere die mechanischen Eigenschaften der Geokunststoffe, erläutert, um die Basisgrundlagen für die folgenden Kapitel zu vermitteln. Darauf aufbauend werden anschließend die Interaktion mit dem Boden und das Tragverhalten von Geogittern und von Verpressankern separat betrachtet und erläutert, wobei hier insbesondere der

1 Einleitung

Einfluss auf den Erddruck an der Spundwand und die Ausbildung eines möglichen Bruchkörpers von besonderem Interesse ist, sodass durch die separate Betrachtung des Tragverhaltens von Geogittern und von Verpressankern Prognosen zum Tragverhalten von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden erstellt werden können, die im späteren Verlauf der vorliegenden Arbeit zu überprüfen sind.

Nach den Grundlagenkapiteln erfolgen die Beschreibungen des Monitorings der Windenergieanlage 17 mit allen wichtigen Informationen und Messdaten und des numerischen Modells mit den Ergebnissen der numerischen Berechnungen, wobei hier detailliert die Erstellung des numerischen Modells erläutert wird. Eine Parametervariation wird zusätzlich durchgeführt, um einerseits die Robustheit des numerischen Modells bei Streuungen der Parameter zu untersuchen und andererseits die Parameter zu ermitteln, die einen großen Einfluss auf das gesamte Tragverhalten bzw. das Systemverhalten haben.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der numerischen Berechnungen den Messdaten des Monitorings qualitativ gegenübergestellt und geprüft, inwiefern die Ergebnisse der numerischen Simulation mit den Messergebnissen des Monitorings übereinstimmen. Dabei werden auch die zuvor aufgestellten Prognosen bezüglich der Tragfähigkeit von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden überprüft.

Die Ergebnisse der vorliegenden Arbeit werden abschließend diskutiert und bewertet.

2 Verbundsystem Boden-Geogitter

Um das Prinzip des Verbundsystems Boden-Geogitter zu verstehen, werden zunächst Grundkenntnisse über die Tragfähigkeit und den Grenzzustand von Böden vorausgesetzt. Die in diesem Kapitel vorgestellten Theorien bezüglich der Tragfähigkeitserhöhung eines Bodens durch Bewehrungen sind daher ohne Vorkenntnisse über die Tragfähigkeit von Böden nicht nachvollziehbar. Daher werden in diesem Kapitel zunächst die Grundkenntnisse über die Tragfähigkeit und den Grenzzustand von Böden vermittelt, sodass darauf basierend das Prinzip der Tragfähigkeitserhöhung durch Bewehrungen verdeutlicht werden kann. Da Bewehrungselemente heutzutage in der Regel aus Kunststoff bestehen, werden ebenfalls Grundkenntnisse über Geokunststoffe, insbesondere die Grundkenntnisse über die mechanischen Eigenschaften, vermittelt.

2.1 Tragfähigkeit und Grenzzustand von Böden

Böden sind in der Lage, unter Belastung sich einer Verformung zu widersetzen. Dieser Widerstand wird als Scherfestigkeit des Bodens bezeichnet [7]. Die Scherfestigkeit von Böden spielt für die Tragfähigkeit eine bedeutende Rolle, da das Erreichen bzw. das Überschreiten der Scherfestigkeit große plastische Verformungen und somit ein Versagen des Bodens zur Folge hat. Das Erreichen der Scherfestigkeit stellt den sogenannten Grenzzustand dar, bei dem die wirkenden Spannungen in einem bestimmten Verhältnis zueinanderstehen und durch eine Grenzbedingung ausgedrückt werden können. Diese Grenzbedingung bzw. die Scherfestigkeit sind abhängig von der Korngrößenverteilung, der Kornform, der Kornrauigkeit, dem Spannungsniveau und der Lagerungsdichte [4]. Um die Eigenschaften eines Bodens zu beschreiben, wird üblicherweise und vereinfacht ein linear-elastisches idealplastisches Stoffgesetz verwendet, für das die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb gültig ist. Dies wird durch den Reibungswinkel φ und der Kohäsion c beschrieben [5].

Die Grenzbedingung lässt sich im dreidimensionalen Hauptspannungsraum als Kegel darstellen. Spannungszustände innerhalb des Kegels werden vom Boden ohne plastische Verformungen aufgenommen. Spannungszustände am Rand der Kegeloberfläche, der so genannten Fließfläche, werden ebenfalls vom Boden aufgenommen, jedoch haben sie plastische Verformungen zur Folge. Spannungszustände außerhalb des Kegels sind nicht möglich und können daher nicht vom Boden aufgenommen werden. Im Dreidimensionalen stellt die Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung den Kegel als sechseckige Pyramide dar. Üblicher ist jedoch eine Darstellung im Zweidimensionalen. Hier wird die Scherspannung τ auf der Ordinate und die Normalspannung σ auf der Abszisse dargestellt. Die Mohr-Coulomb'sche

2.1 Tragfähigkeit und Grenzzustand von Böden

Grenzbedingung wird so als eine Gerade dargestellt, deren Achsenabschnitt einer Kohäsion c und der Tangens der Steigung einem inneren Bodenreibungswinkel φ entspricht [4]. Spannungszustände unterhalb der Geraden werden vom Boden ohne plastische Verformung aufgenommen. Spannungszustände auf der Geraden werden ebenfalls vom Boden unter plastischer Verformung aufgenommen und entsprechen dem Grenzzustand. Spannungszustände oberhalb der Geraden sind nicht möglich. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 2.1 dargestellt und kann mit folgender Formel beschrieben werden:

$$\tau = c + \sigma \cdot \tan \varphi \quad (2.1)$$

mit:

τ = Schubspannung [kN/m²]

c = Kohäsion [kN/m²]

φ = Reibungswinkel [°]

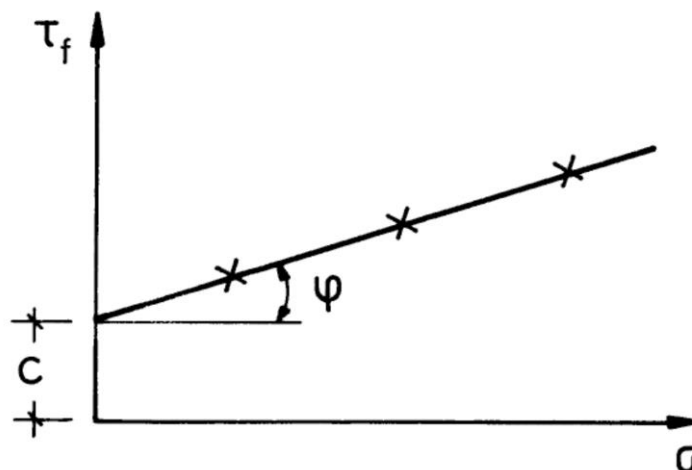


Abbildung 2.1 Scherfestigkeit bei veränderlicher Normalspannung [7]

Durch Gleichung 2.1 wird ersichtlich, dass die Tragfähigkeit bzw. die Scherfestigkeit eines Bodens maßgeblich von der Kohäsion, der Normalspannung und dem Reibungswinkel abhängt.

Bei Druckbeanspruchungen bzw. einem allseitig isotropen Druck sind die Scherkräfte gleich Null und die Verformungen in der Regel gering, sodass der Boden kaum an Tragfähigkeit und Festigkeit verliert und der Grenzzustand nicht erreicht wird. Scherbeanspruchungen entstehen durch einen anisotropen Belastungszustand, d. h. durch einen Zustand unterschiedlich großer Belastungen aus verschiedenen Richtungen [7]. Bodenmechanisch ausgedrückt bedeutet es, dass bei einer zu großen Differenz der kleinsten und der größten Hauptspannungen σ_3 und σ_1

2.1 Tragfähigkeit und Grenzzustand von Böden

die Scherfestigkeit des Bodens schnell erreicht ist. Dieser Zusammenhang ist in Abbildung 2.2 anhand von Mohr'schen Spannungskreisen deutlich erkennbar.

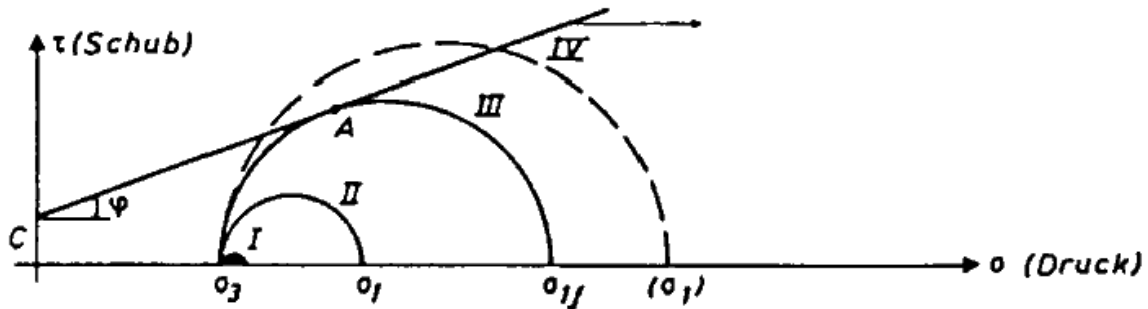


Abbildung 2.2 Spannungsbeziehungen am Bodenelement anhand von Mohr'schen Spannungskreisen [7]

Kreis I stellt einen allseitig isotropen Druck dar, dementsprechend ist die kleinste Hauptspannung σ_3 gleich der größten Hauptspannung σ_1 . Hier herrscht ein schubspannungsfreier Zustand mit $\tau = 0$. Bei Kreis II ist eine Differenz zwischen den Hauptspannungen zu erkennen. In jeder Ebene ist die Schubspannung geringer als die Scherfestigkeit und somit kein Grenzzustand erreichbar. Bei Kreis III ist die Differenz zwischen kleinster und größter Hauptspannung deutlich größer. Hier wird in Punkt A der Grenzzustand erreicht. Kreis IV ist nicht möglich, da hier einige Punkte oberhalb der Geraden der Grenzbedingung liegen.

Böden sind generell nicht in der Lage, keine oder nur in sehr geringem Maße Zugkräfte aufzunehmen. Dementsprechend ist bei auftretenden Zugkräften bzw. bei Belastungen mit Zugspannungskomponenten der Grenzzustand des Bodens schnell erreicht. Bei einer Überschreitung der Grenzbedingung können im schlimmsten Fall schwere Schäden am Bauwerk und sogar eine Gefahr für Leib und Leben die Folge sein. Um den Boden resistenter gegen Zugkräfte zu machen, wird der Mechanismus der Bewehrung genutzt – wie bei der Bewehrung von Beton mit Stahl, bei dem der Stahl die auftretenden Zugkräfte bzw. Zugspannungen aufnimmt und so den Beton vor einem möglichen Zugversagen schützt.

Als Bewehrung kommt im Prinzip jedes Material in Frage, welches Zugkräfte aufnehmen und diese durch Reibung in den Kontaktboden einleiten kann [1] [2] [3]. Geokunststoffe bzw. Geogitter haben sich im Vergleich zu anderen Materialien, wie z. B. Stahl oder Holz, durchgesetzt, da hier keine bzw. geringere Schäden durch Korrosion, Fäulnis oder andere materialschädigende Prozesse befürchten werden müssen. Die Duktilität, das Verbundverhalten, die Verarbeitbarkeit und die Langlebigkeit von Geokunststoffen sprechen für diese Bewehrungsvariante [3]. Dementsprechend besteht die Hauptaufgabe der

2.2 Tragfähigkeitserhöhung durch Bewehrungen

Geokunststoffe in der Geotechnik, insbesondere der Geogitter, darin, die vom Boden nicht aufnehmbaren Zugkräfte zu übernehmen und durch Reibung im standfesten Bereich in den Boden wieder abzuleiten.

2.2 Tragfähigkeitserhöhung durch Bewehrungen

Mit Hilfe von Bewehrungen kann das im Allgemeinen nicht lineare Spannungs-Dehnungs-Verhalten von Böden maßgeblich verändert werden. Die Veränderungen sind stark abhängig von den Bodenparametern, den Bewehrungsparametern und dem Interaktionsverhalten zwischen Boden und Bewehrung [1] [5]. Der positive Effekt der Bewehrung auf die Tragfähigkeit eines Bodens wird in [5] mit zwei Ansätzen beschreiben. Der erste Ansatz, der auch in [6] beschrieben wird, setzt den tragfähigkeitserhöhenden Effekt einer Bodenbewehrung mit einer zusätzlichen Kohäsion gleich. Dementsprechend wird dieser Ansatz „Cohesion Concept“ genannt. In Abbildung 2.3 sind die Mohr'schen Spannungskreise für einen bewehrten und einen unbewehrten Boden dargestellt. Eine Erhöhung der größeren Hauptspannung σ_1 bewirkt keine Erhöhung der kleineren Hauptspannung σ_3 . Durch die Bewehrung werden zusätzlich Kräfte in horizontaler Richtung aufgenommen und es lassen sich größere Normalspannungen bei gleichbleibenden Schubspannungen aufbringen. Die Bewehrung bewirkt somit eine Erhöhung der Kohäsion und in den meisten Fällen auch eine leichte Erhöhung des Reibungswinkels.

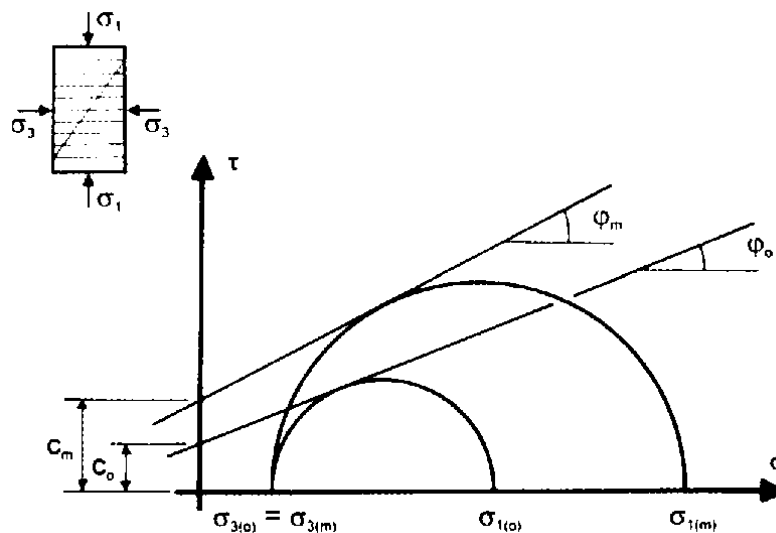


Abbildung 2.3 Auswirkung einer Bodenbewehrung auf die aufnehmbaren Spannungen [6]

2.2 Tragfähigkeitserhöhung durch Bewehrungen

Der zweite Ansatz, auch „Confining Effect Concept“ genannt, vergleicht die Erhöhung der Tragfähigkeit eines bewehrten Bodens mit einem zusätzlichen Stützdruck in Richtung der kleineren Hauptspannung σ_3 . Abbildung 2.4 zeigt die Spannungsänderung einer bewehrten Bodenprobe im Triaxialgerät. Die Erhöhung der kleineren Hauptspannung σ_3 um den Betrag $\Delta\sigma_3$ resultiert daraus, dass die Bewehrung über Reibung und Verzahnung Schubkräfte des Bodens übernimmt. Der Confining Effect kann somit als Ansatz für die Erhöhung der Tragfähigkeit um den Betrag $\Delta\sigma_1$ trotz äußerlich konstantem Zelldruck und unveränderter Bruchgeraden herangezogen werden.

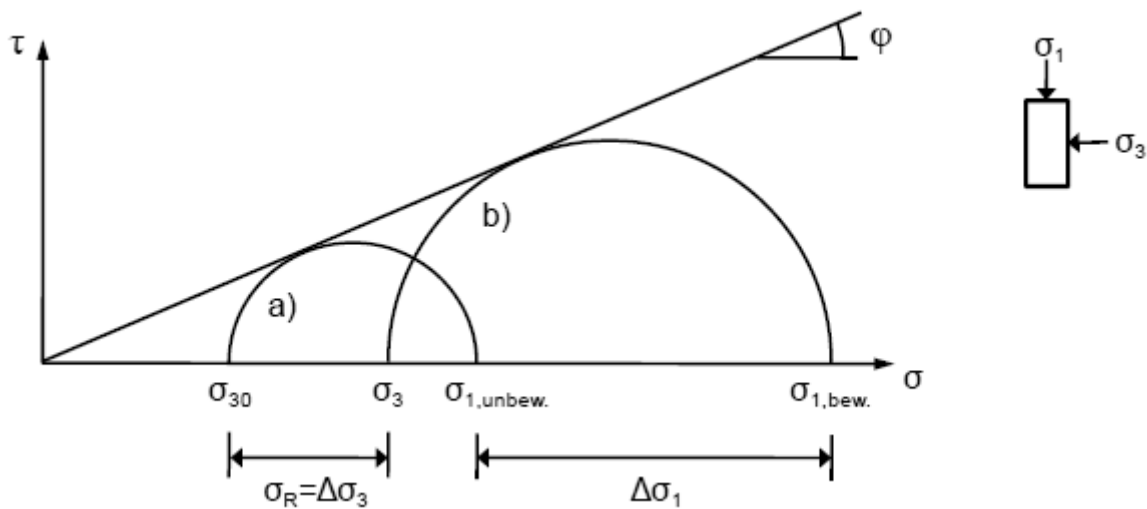


Abbildung 2.4 Veranschaulichung des Confining Effects einer Bodenbewehrung [5]

Der Effekt der Tragfähigkeitserhöhung lässt sich auch im Folgenden anhand einer beispielhaften Stützkonstruktion verdeutlichen. Solange bei Böschungen der Böschungswinkel β geringer ist als der Reibungswinkel des Bodens φ , reicht die Scherfestigkeit des Bodens aus, um ein stabiles Gleichgewicht zwischen den treibenden und haltenden Kräften herzustellen. Sobald der Böschungswinkel größere Werte als den Reibungswinkel bis zu 90° gegenüber der Horizontalen annimmt, ist ein Gleichgewicht zwischen den treibenden und haltenden Kräften nicht mehr möglich. Werden die Kräfte in einem Krafteck eingetragen, kann festgestellt werden, dass das Krafteck nicht geschlossen werden kann, da bei einer Überschreitung der Scherfestigkeit des Bodens sich ein instabiles System einstellt, bei dem es zum Abrutschen des aktiven Bereichs kommt (Abbildung 2.5, links). Das Abrutschen des aktiven Gleitkeils kann durch Bewehrungslagen verhindert werden. Grund dafür ist das Spannen der Bewehrung aufgrund der Verformung, die vom Gleitkeil ausgeht (Abbildung 2.5, rechts). In der Bewehrung entstehen somit Zugkräfte, die den Boden

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

quasi zusammenhalten und den aktiven Gleitkeil vor dem Abrutschen bewahren [6]. Durch die entstehenden Zugkräfte kann auch das Krafteck geschlossen werden. Es herrscht somit Gleichgewicht.

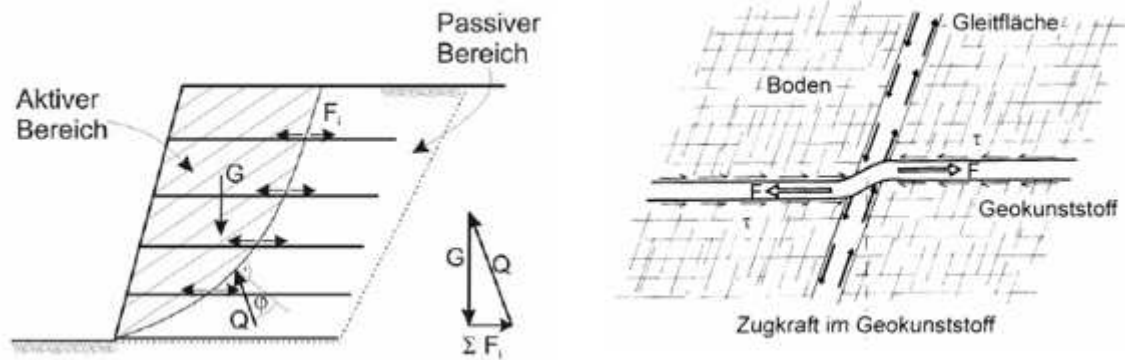


Abbildung 2.5 Tragverhalten und Bewehrungsmechanismus am Beispiel einer Stützkonstruktion [6]

Eine Voraussetzung für die gute Kraftübertragung bzw. Verbundwirkung zwischen Bewehrung und Boden sind ausreichend große Öffnungen zwischen den einzelnen Zugelementen der Bewehrung [5].

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

Geogitter sind flächenhafte und netzartige Baustoffe mit fest verbundenen Längs- und Querelementen, deren Öffnungen größer als die Breite der einzelnen Zugelemente (Fäden bzw. Streben) sind und in vielen Bereichen des Bauwesens Anwendung finden, insbesondere in der Geotechnik als Bewehrung von Böden für eine Erhöhung der Tragfähigkeit. Als Ausgangsmaterialien werden Kunststofffasern verwendet, die aus Erdölderivaten hergestellt werden. Die Verbindungen der einzelnen Zugelemente miteinander werden durch z. B. Extrudieren, Verweben, thermisches Verbinden oder Verschweißen hergestellt [2] [4]. Dementsprechend werden Geogitter den Geokunststoffen zugeordnet und sind daher nur eines von vielen Geokunststoffprodukten [3]. Eine Übersicht der gängigen Geokunststoffprodukte ist in Abbildung 2.6 dargestellt.

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

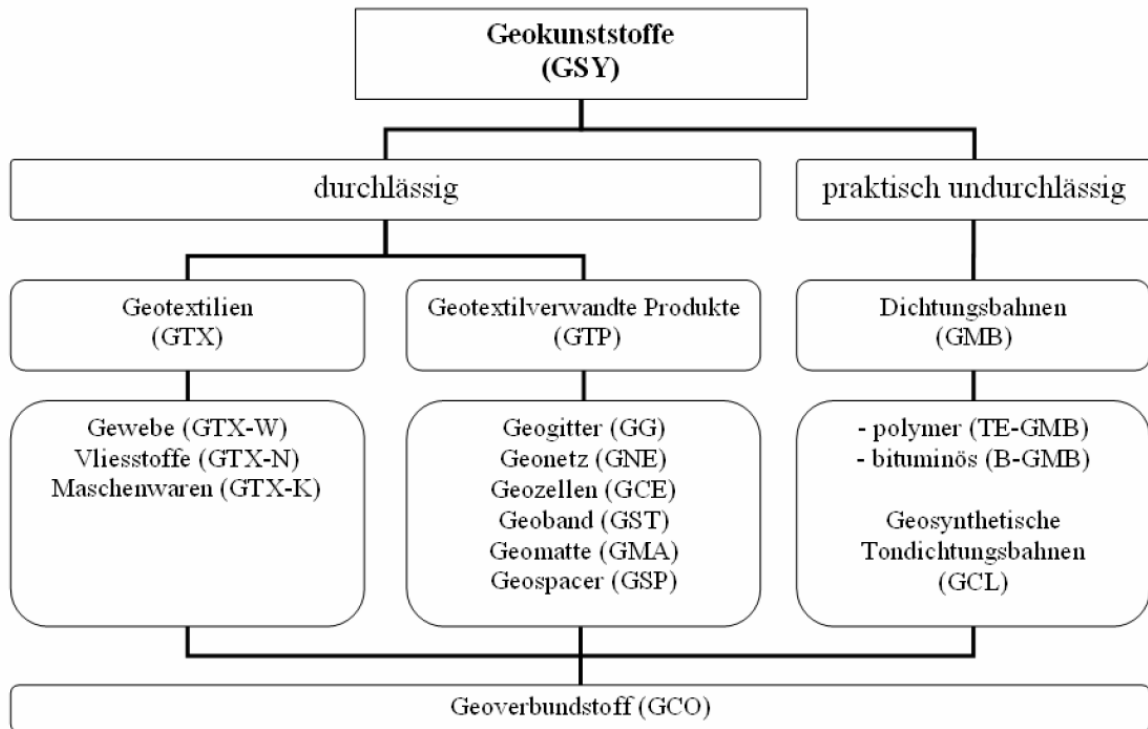


Abbildung 2.6 Übersicht gängiger Geokunststoffprodukte nach DIN EN ISO 10318 [3]

Nach [1] [2] [3] [4] werden unter anderem folgende Polymere als Ausgangsmaterial für Geogitter bzw. Geokunststoffe verwendet:

- Aramide (AR)
- Polyamide (PA)
- Polyethylen (PE)
- Polypropylen (PP)
- Polyethylenterephthalat (PET)
- Polyvinylalkohol (PVA)

Die oben genannten Polymere sind die üblichsten Ausgangsmaterialien für Geokunststoffe. Weitere Polymere als Ausgangsmaterial sind ebenfalls möglich und weiterer Fachliteratur zu entnehmen. Die Herstellungsart und -weise, die Struktur sowie das verwendete Polymer haben einen großen Einfluss auf die Eigenschaften des Geokunststoffs, sodass für jeden Baubedarf der passende Geokunststoff hergestellt werden kann.

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

2.3.1 Hauptaufgaben

Die Hauptaufgaben von Geokunststoffen sind nach [1] folgende:

- Trennen
- Filtern
- Drainieren
- Bewehren und
- Schützen.

Damit Geokunststoffe die oben genannten Hauptaufgaben erfüllen können, werden in [1] [2] [6] folgende Grundanforderungen an Geokunststoffe gestellt:

1. Aufnahme der Zugkräfte und Übertragung in den Kontaktboden (Verbundwirkung) unter begrenzter Verformung über die erforderliche Gebrauchsdauer
2. Ein ausreichender Materialwiderstand gegen Beschädigungen beim Transport und Einbau
3. Eine ausreichende Durchlässigkeit zur Vermeidung eines Wasserstaus oberhalb oder unterhalb des Geokunststoffs infolge eines Scherverlusts bzw. einer Reduzierung der Normalkraft auf den Geokunststoff aufgrund von aufstauendem Porenwasserdruck
4. Chemische, mikrobiologische und witterungsabhängige Beständigkeit und kein vorzeitiger Bruch durch Kriechvorgänge im Geokunststoff und damit verbunden keine unzulässigen Deformationen

Die oben genannten Punkte können auch nach [1] [6] in drei Kategorien zusammengefasst werden:

- Mechanische Anforderung: Punkt 1 und 2
- Hydraulische Anforderung: Punkt 3
- Langlebigkeitsanforderung: Punkt 4

2.3.2 Anwendungsbeispiele

Geokunststoffe sind vielfältig einsetzbar. Im Straßenbau können Geokunststoffe als eine Trenn- und Filterschicht zwischen Untergrund und Schüttmaterial fungieren, um zu verhindern, dass einerseits das Schüttmaterial durch Feinteile verschmutzt wird und andererseits das Schüttmaterial im Untergrund versinkt. Im Tunnelbau können Geokunststoffe als Schutz- und Dränschicht zwischen dem Fels bzw. dem Spritzbeton und der Dichtungsbahn eingesetzt werden, um die Dichtungsbahn vor Schäden durch die raue und scharfkantige Oberfläche des

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

Spritzbetons zu schützen. Gleichzeitig werden Spannungen zwischen der Betoninnenschale und dem Gebirge abgebaut und das Bergwasser zur Drainage abgeleitet. Im Wasserbau, insbesondere im Küstenschutz und Uferschutz, werden Geotextilien als Filter unterhalb des Deckwerks verwendet, sodass ein Erosionsschutz ohne zusätzliches Deckwerk bei kleinen Gerinnen oder Hochwasserbereichen gewährleistet ist [3]. In der Geotechnik finden Geokunststoffe hauptsächlich als Bewehrung in Form von Geogittern Verwendung, um die Tragfähigkeit von Böden zu erhöhen. Dementsprechend sind die mechanischen Eigenschaften von großer Bedeutung, auf die im folgenden Kapitel näher eingegangen wird. In Abbildung 2.7 sind einige Lösungsmöglichkeiten für geotechnische Problemstellungen dargestellt. Nach [6] handelt es sich bei den Beispielen in Abbildung 2.7 entweder um eine alternative Bauweise im Vergleich zur klassischen Bauweise, wie z. B. die bewehrte Stützkonstruktion anstatt einer Schwergewichts- bzw. Winkelstützmauer, oder um eine neu entwickelte, innovative Bauweise, wie z. B. die Verwendung von Geokunststoffen als Bewehrung auf pfahlartigen Tragwerken.

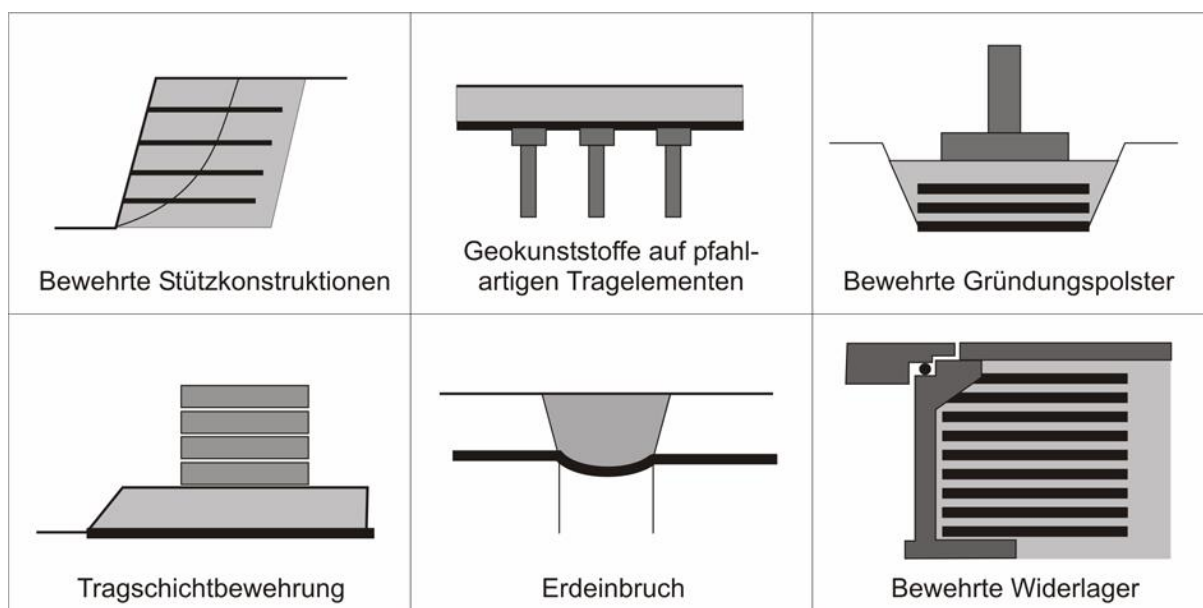


Abbildung 2.7 Anwendungsbeispiele für Geokunststoffe in der Geotechnik [6]

2.3.3 Kraft-Dehnungs-Verhalten

Den wohl größten Einfluss auf die Eigenschaften eines Geokunststoffs mit Bewehrungsfunktion haben die jeweiligen mechanischen Eigenschaften, insbesondere das Kraft-Dehnungs-Verhalten. Demnach ist das Kraft-Dehnungs-Verhalten die Grundlage für die Interpretation von Messergebnissen, Bemessungsansätzen und numerischen Berechnungen. Bei Kenntnis über das Kraft-Dehnungs-Verhalten des Geokunststoffs im Boden können die

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

Dehnungen in Kräfte umgerechnet und so Materialgesetze für numerische Berechnungen formuliert werden [4].

Der Zusammenhang zwischen Spannung und Dehnung für Werkstoffe lautet nach dem Hookeschen Gesetz wie folgt:

$$\sigma = E \cdot \varepsilon \quad (2.2)$$

mit:

σ = Spannung [kN/m²]

E = Elastizitätsmodul [kN/m²]

ε = Dehnung [-]

Für Geokunststoffe lautet Formel 2.1 nach [1] folgendermaßen:

$$z = (E \cdot d) \cdot \varepsilon = J \cdot \varepsilon \quad (2.3)$$

mit:

z = Zugfestigkeit (pro Breite) [kN/m]

d = Dicke des Geokunststoffs [m]

J = Zugsteifigkeit bzw. Dehnsteifigkeit [kN/m]

Dieser Ansatz ist nur in engen Kraftbereichen gültig, da die Zugsteifigkeit J der Geokunststoffe sowohl von der aufgebrachtten Kraft als auch von der Zeit abhängig ist. Das Kraft-Dehnungs-Verhalten der Geokunststoffe ist wie bei Böden nicht-linear und im Allgemeinen sehr komplex, weil es vom Normaldruck auf den Geokunststoff, der Struktur des Geokunststoffs und vom zu bewehrenden Boden abhängig ist. Für eine genaue Beschreibung des Kraft-Dehnungs-Verhaltens von Geokunststoffen kann Modell aus Abbildung 2.8 herangezogen werden, welches das elastisch-viskoplastische Materialverhalten beschreibt [1].

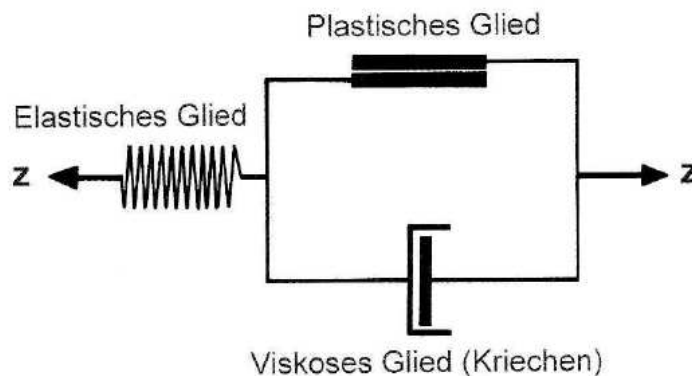


Abbildung 2.8 Modell zur Erfassung des Kraft-Dehnungs-Verhaltens von Geokunststoffen [1]

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

Das elastisch-viskoplastische Materialverhalten lässt sich mit Abbildung 2.9 gut veranschaulichen. Bei einer konstant aufgebrauchten Last über dem Zeitraum t_0 bis t_1 wird die Fließgrenze schnell erreicht; die elastische Dehnung geht über in eine irreversible viskoplastische Dehnung. Sobald die Last nach dem Zeitpunkt t_1 aufhört zu wirken, geht der elastische Anteil der gesamten Dehnung zurück, sodass nur noch der Anteil der viskoplastischen Dehnung verbleibt. Mit der Zeit erfolgt eine geringe viskositätsbedingte Dehnungsabnahme bis zum Zeitpunkt t_2 , wo die Dehnung nur noch aus dem plastischen Anteil der Verformung besteht.

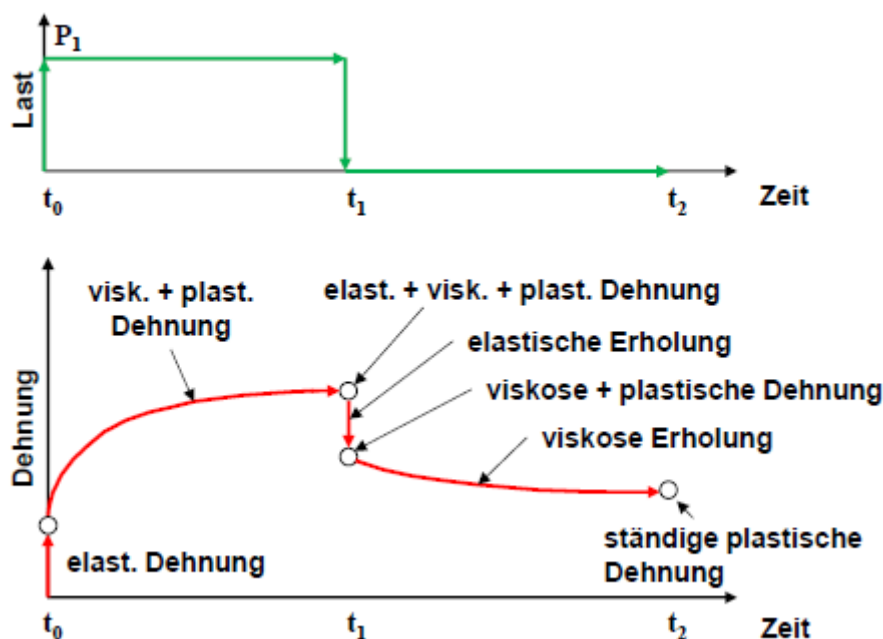


Abbildung 2.9 Elastisch-viskoplastisches Dehnungsverhalten eines Geokunststoffs [4]

Aus diesem Grund wird beim Kraft-Dehnungs-Verhalten von Geokunststoffen zwischen dem Kurzzeit-Kraft-Dehnungs-Verhalten und dem Langzeit-Kraft-Dehnungs-Verhalten unterschieden. Das Kurzzeit-Kraft-Dehnungs-Verhalten kann nach der DIN EN ISO 10319 bestimmt werden und ist charakterisiert durch die Höchstzugkraft und die dehnungsabhängige Steigung. Die Höchstzugkraft entspricht der Zugfestigkeit z in Formel 2.2 und die dehnungsabhängige Steigung entspricht der Dehnsteifigkeit. Die Dehnsteifigkeit kann vereinfacht in einem Zugkraft-Dehnungs-Diagramm ermittelt werden, indem die Steigung zwischen zwei Punkten mit folgender Formel berechnet wird:

$$J_{a-b,k0} = \frac{F_b - F_a}{\varepsilon_b - \varepsilon_a} \quad (2.3)$$

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

mit:

$J_{a-b,k0}$ = charakteristische Kurzzeit-Dehnsteifigkeit für den Bereich von ε_a bis ε_b [kN/m]

F = Kraft bei einer vorgegebenen Dehnung [kN/m]

ε = vorgegebene Dehnung [-]

Als Punkte können entweder der Ursprung des Koordinatensystems mit $\varepsilon_a = 0$ und eine gewählte maximal zulässige Bezugsdehnung ε_b oder alternativ die Dehnsteifigkeit $J_{a-b,k}$ für einen Dehnungsbereich zwischen zwei Messpunkten gewählt werden. Abbildung 2.10 verdeutlicht die beschriebene Vorgehensweise. Das Kraft-Dehnungs-Verhalten wird zur Vereinfachung häufig abschnittsweise als linear und somit die Dehnsteifigkeit als konstant angenommen [2] [4].

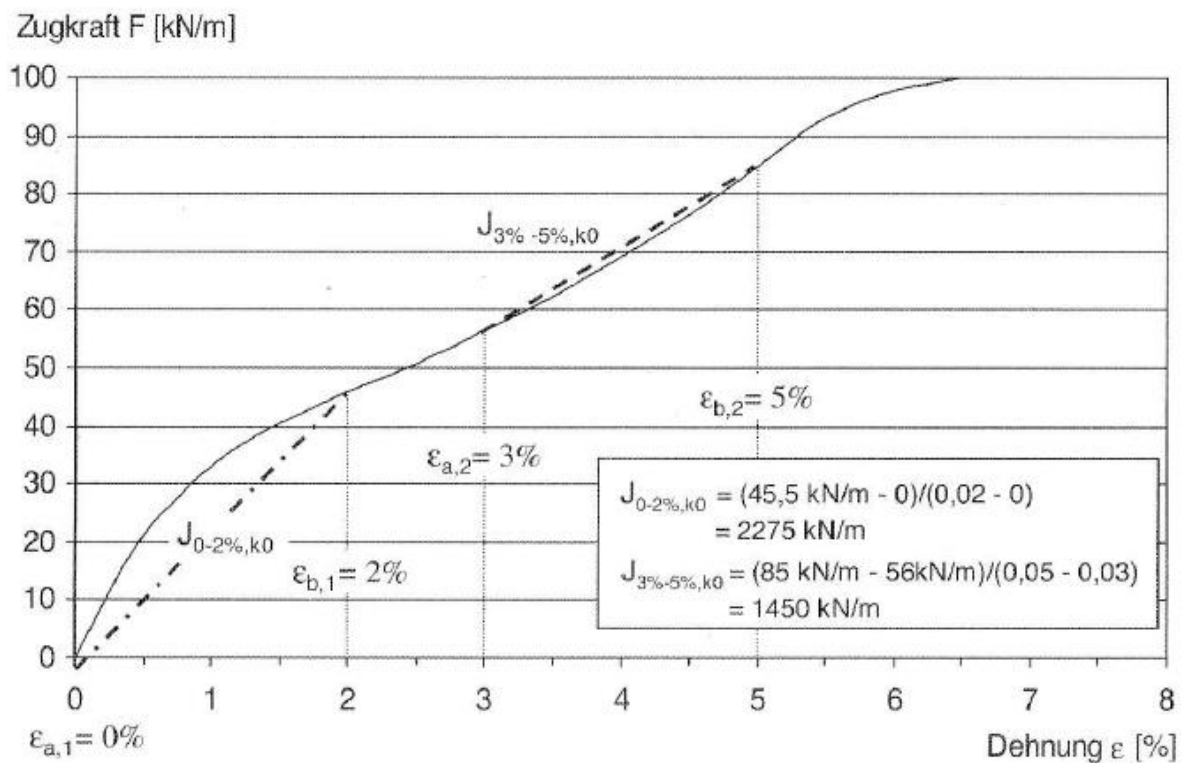


Abbildung 2.10 Beispielhafte Auswertung von Kurzzeit-Dehnsteifigkeiten einer Kurzzeit-Kraft-Dehnungs-Linie für zwei Dehnungsbereiche [2]

Für Bemessungsansätze der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit ist nicht das Kurzzeit-Kraft-Dehnungs-Verhalten maßgebend, sondern das Langzeit-Kraft-Dehnungs-Verhalten, da Geokunststoffe hauptsächlich aus Polymeren bestehen und neben den elastischen,

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

kurzzeitbedingten Verformungen auch mit zunehmender Zeit viskose Kriechvorgänge stattfinden. Daraus folgt eine reduzierte Belastbarkeit und/oder eine größere Dehnung des Geokunststoffs im Vergleich zum Kurzzeitverhalten. Die Reduzierung der Belastbarkeit kann einen Bruch des Geokunststoffs zu Folge haben und die Dehnungszunahme zu nicht tolerierbaren Verformungen führen [2].

Aus diesem Grund wird für Bemessungszwecke nicht die Kurzzeitzugfestigkeit verwendet, sondern eine mit einem Teilsicherheitsbeiwert reduzierte Zugfestigkeit, auch Langzeitzugfestigkeit z_R genannt. Die Langzeitzugfestigkeit z_R berücksichtigt in Form von Abminderungsfaktoren hierbei Einflüsse aus Kriechen, dem Einbau, dem Anschluss, der Dauerhaftigkeit, dynamische und eventuell weitere projektspezifische Einflüsse. Der Bemessungswert der Langzeitzugfestigkeit z_{Rd} ergibt sich laut Formel 2.4 aus der Division der Langzeitzugfestigkeit z_R mit einem Teilsicherheitsbeiwert γ [1].

$$z_{Rd} = \frac{z_R}{\gamma} = \frac{r_{\min}}{A_1 \cdot A_2 \cdot A_3 \cdot A_4 \cdot A \dots \cdot \gamma} \quad (2.4)$$

mit:

z_{Rd} = Mindestwert der Bemessungszugfestigkeit für eine
Gebrauchsdauer t [kN/m]

z_R = Langzeitzugfestigkeit [kN/m]

r_{\min} = Mindestwert der Kurzzeitzugfestigkeit aus dem Streifenzugversuch
nach DIN EN ISO 10319 [kN/m]

A_x = Abminderungsfaktoren [-]

γ = Teilsicherheitsbeiwert

Für eine Bemessung im Grenzzustand der Tragfähigkeit muss der Bemessungswert der Beanspruchung z_D kleiner sein als der Mindestwert der Bemessungszugfestigkeit z_{Rd} . Die Abminderungsfaktoren A_x sind mit der jeweiligen Ursache und der jeweiligen primären Abhängigkeit in Tabelle 2.1 aufgelistet [1].

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

Table 2.1 Abminderungsfaktoren und die jeweiligen Abhängigkeiten aus [1]

Abminderungsfaktor	Ursache	Primäre Abhängigkeit
A ₁ (Kriechen)	Verformungsverhalten unter Dauerlast	Zeit und Temperatur
A ₂ (Einbau)	Beschädigung der Bewehrung durch Transport, Einbau und Verdichtung	Korngrößenverteilung und Kornform des zu bewehrenden Bodens, Tragfähigkeit des Verlegplanums und Verdichtungsenergie
A ₃ (Anschlüsse)	Zugfestigkeitsverlust durch Verarbeitung des Geokunststoffs (Verbindungsstellen, Bauteilanschlüsse)	Art des Anschlusses bzw. der Verbindung
A ₄ (Dauerhaftigkeit)	Langfristig einwirkende Umgebungseinflüsse (Chemikalien, Mikroorganismen)	Umgebungseinflüsse aus Boden und Wasser
A ₅ (Zusatzeinflüsse)	Weitere Anwendungsspezifische Einflüsse	Variiert je nach Einfluss
A _{dyn} (dynamische Einflüsse)	Abminderung der Langzeitzugfestigkeit durch ständig oder periodisch wirkende dynamische Einflüsse	Größe der dynamischen Belastung im Verhältnis zur Grundbelastung, Frequenz und Dauer der Beanspruchung

Für Geokunststoffe mit Bewehrungsfunktion wird unabhängig von den jeweiligen Anwendungsfällen eine minimale Zugfestigkeit r_{\min} von mindestens 20 kN/m gefordert. Um auch die hydraulische Mindestanforderung einzuhalten, wird ein Mindestdurchlässigkeitsbeiwert $k_{G\min}$ von 10^{-4} m/s gefordert [1].

Für eine Bemessung im Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit kann das Langzeitdehnverhalten des Geokunststoffs mit Bewehrungsfunktion mit Hilfe von so genannten Isochronenkurven ermittelt werden. Um die Isochronenkurven zu ermitteln, werden zunächst Kriechversuche bei unterschiedlichen Laststufen durchgeführt. Aus diesen Kriechkurven (Abbildung 2.11 links) können anschließend für jeweils eine bestimmte Zeit die Wertepaare von Dehnung und Laststufe ermittelt und in einem Dehnungs-Belastungsgrad-Diagramm aufgetragen werden; es entstehen so die Isochronenkurven (Abbildung 2.11 rechts).

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

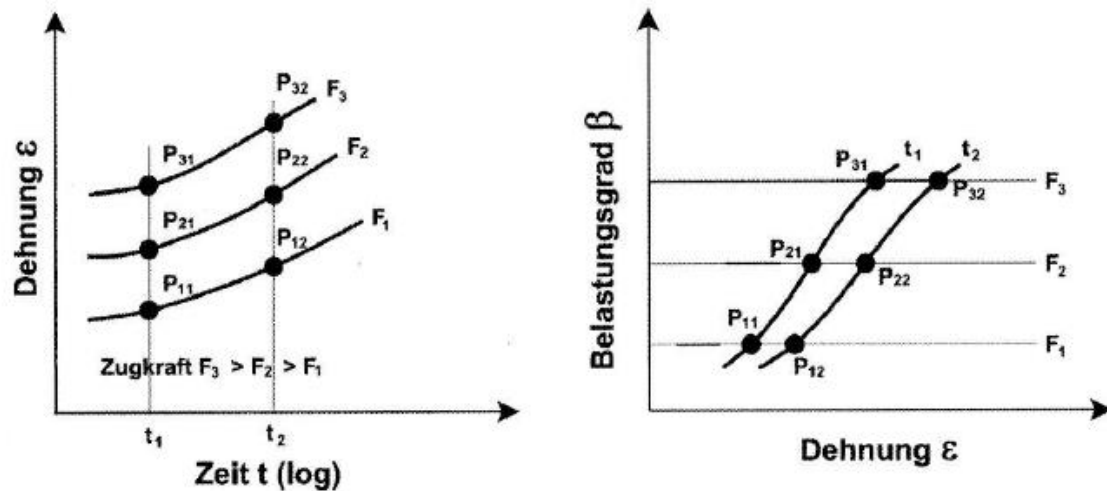


Abbildung 2.11 Ermittlung von Isochronenkurven (rechts) aus Kriechkurven (links) [2]

Dabei ist der Belastungsgrad β nach [2] wie folgt definiert:

$$\beta = \frac{F}{R_{B,k0}} \quad (2.5)$$

mit:

β = Belastungsgrad [-]

F = Zugkraft (Ergebnis aus durchgeführten Langzeitversuchen) [kN/m]

$R_{B,k0}$ = Kurzzeitzugfestigkeit [kN/m]

Die Verwendung von Isochronenkurven für die Ermittlung der Zugfestigkeit und Dehnsteifigkeit bei Langzeitbelastungen ist für viele Anwendungen in der Praxis ausreichend genau [4].

In Abbildung 2.12 sind beispielhaft Isochronenkurven dargestellt, die folgendermaßen gedeutet werden können: bei einer sehr kurzen Nutzungsdauer von einer Minute wird bei einem Belastungsgrad von 100% eine Bruchdehnung von ca. 10% erwartet. Ist eine Dehnung vorgegeben oder eine zulässige Dehnung vorgeschrieben, wie z. B. 6%, dann ist für eine Nutzungsdauer von 120 Jahren ein Belastungsgrad von ca. 51% anzusetzen.

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

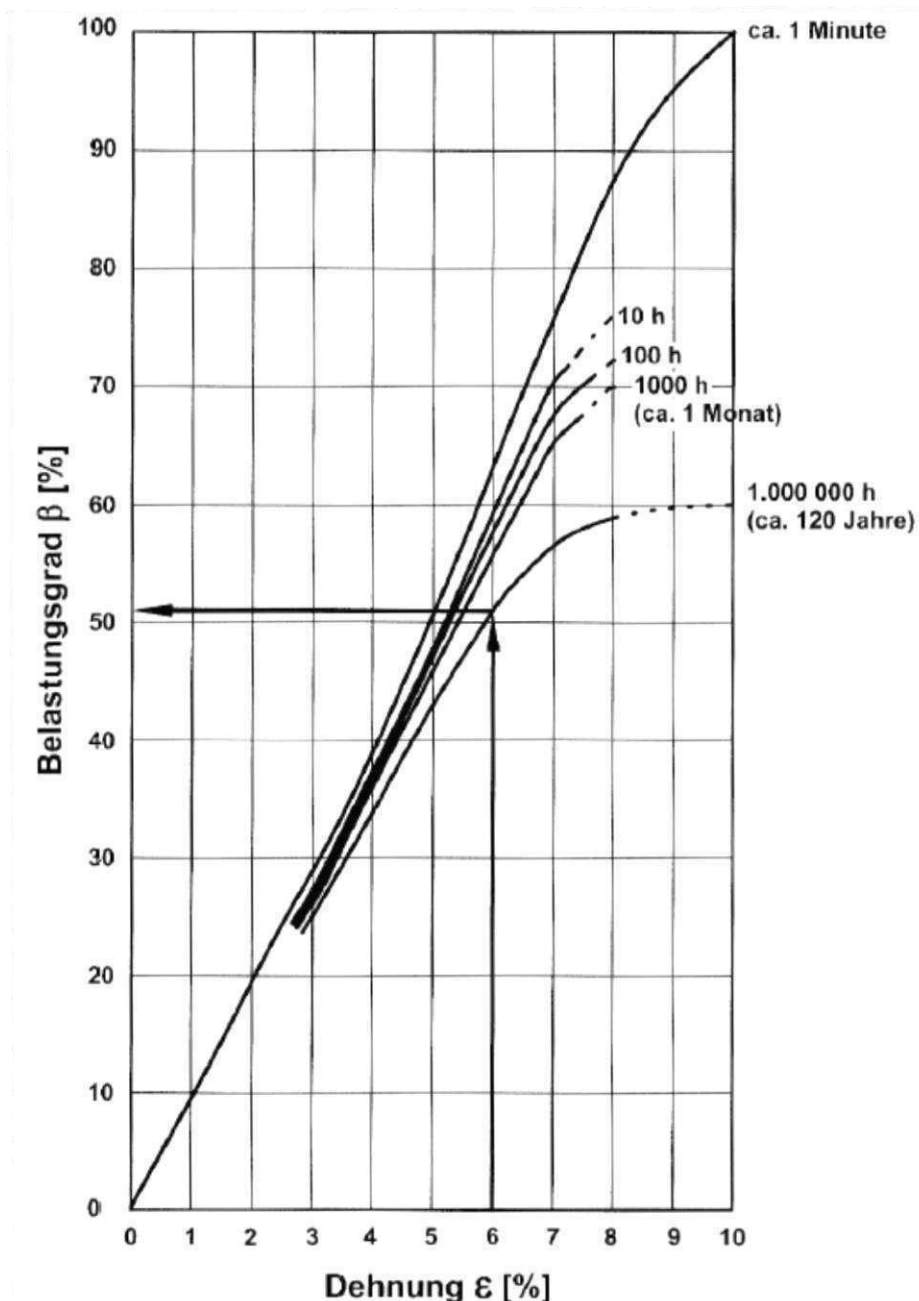


Abbildung 2.12 Beispielhafte Auswertung von Isochronenkurven [2]

2.3.4 Maßgebende Einflussfaktoren für das Kraft-Dehnungs-Verhalten

Das Kraft-Dehnungs-Verhalten von Geokunststoffen ist hauptsächlich von folgenden Faktoren abhängig:

- Kriechen
- Temperatur
- Dehnrage
- Spannungsrelaxation

2.3 Geogitter und Geokunststoffe

Die vier oben genannten Einflüsse auf das Kraft-Dehnungs-Verhalten eines Geokunststoffs treten in der Praxis im Allgemeinen nie einzeln, sondern in Kombination miteinander auf. Hierbei spielt der Verbund mit dem umgebenden Boden ebenfalls eine große Rolle [4].

Trotz umfangreicher Forschungen und Untersuchungen über das Verbundsystem Boden-Geokunststoff gestaltet sich bis heute noch eine numerische Simulation des realen Trag- und Verformungsverhaltens von Stützkonstruktionen mit Geogitterverankerungen mit ausreichender Genauigkeit als schwierig. Die bisherigen Forschungsergebnisse lieferten keine ausreichenden Rückschlüsse bezüglich allgemeiner Parameter und Einflussfaktoren [1].

2.3.4.1 Kriechen

Das Kriechen ist der maßgebende Faktor für das Langzeit-Dehnungs-Verhalten eines Geokunststoffs mit Bewehrungsfunktion. Wie bei allen Werkstoffen üblich nehmen auch durch Kriechen die Dehnungen von Geokunststoffen bei konstanter Belastung mit der Zeit zu. Die Ursache darin liegt in der Umstrukturierung der Molekülketten. Kriechen führt zu reduzierten Festigkeiten und geringen Dehnsteifigkeiten bei Langzeitbelastungen. Die kriechbedingte reduzierte Festigkeit bei Langzeitbelastungen wird in [1] [2], wie in Tabelle 2.1 beschrieben, durch die Verwendung des Abminderungsfaktors A_1 auf die Kurzzeitfestigkeit berücksichtigt. Auch der Einfluss der reduzierten Dehnsteifigkeit für Langzeitbelastungen wird mit Hilfe von Isochronenkurven für das Kraft-Dehnungs-Verhalten ermittelt. Diese können für die Bemessung von Geogittern in Abhängigkeit der Belastungsdauer verwendet werden [4].

2.3.4.2 Temperatur

Die so genannte Glastemperatur T_g ist jene Temperatur, bei der Polymere vom flüssigen bzw. gummielastischen Zustand in einen glasigen bzw. hartelastischen Zustand über gehen. Dementsprechend verhalten sich Geokunststoffe unterhalb der jeweiligen Glastemperatur glasartig, d.h. sie weisen höhere Zugfestigkeiten und höhere elastische Steifigkeiten auf. Mit zunehmender Temperatur oberhalb der Glastemperatur nimmt dementsprechend die Zugfestigkeit und die elastische Steifigkeit ab; das Polymer verhält sich gummielastisch. Bei Gebrauch von Geokunststoffen in der Geotechnik im normalen Temperaturbereich muss keine negative Auswirkung auf die Festigkeit befürchtet werden, jedoch sollte laut [4] der Temperatureinfluss auf die Kriech- und Relaxationsdehnungen berücksichtigt werden.

2.3.4.3 Dehnrage

Die Dehnrage beeinflusst ebenfalls das Kraft-Dehnungs-Verhalten. Ergebnisse von Zugversuchen mit unterschiedlich konstanten Dehnraten (Constant Rate of Strain, CRS-Tests) zeigen, dass mit abnehmender Dehnrage sowohl die Zugfestigkeit als auch die Dehnsteifigkeit von Polymeren abnimmt [4]. In Abbildung 2.13 sind die Ergebnisse eines solchen Zugversuchs dargestellt.

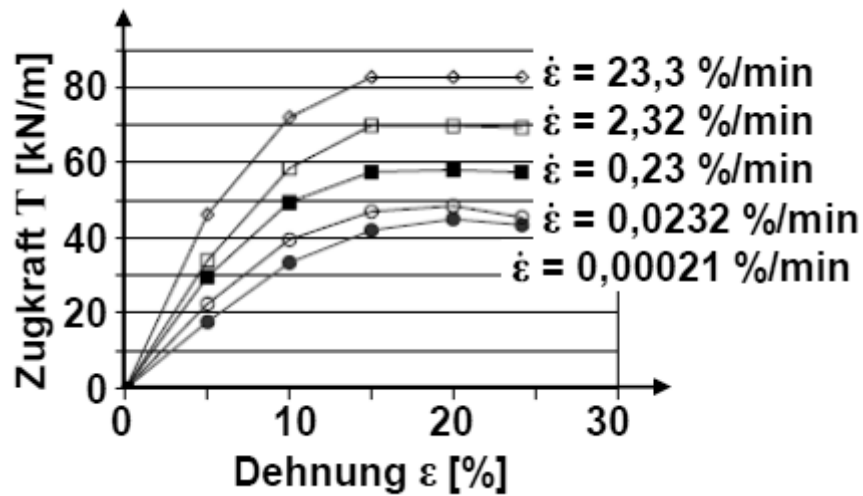


Abbildung 2.13 Ergebnisse von Zugversuchen mit variierten Dehnraten [4]

2.3.4.4 Spannungsrelaxation

Geokunststoffe erfahren mit der Zeit eine Abnahme der Spannungen trotz einer konstant aufgebrachten Dehnung. Dieser Vorgang wird Spannungsrelaxation genannt und ist darauf zurück zu führen, dass bei einer anhaltenden Dehnung eine Umlagerung der Molekülketten des Polymers erfolgt. Bei diesem Vorgang gehen zum Teil elastische Dehnungen in plastische Dehnungen über. Die Spannungsrelaxation ist im Vergleich zum Kriechen von Geokunststoffen bisher wenig erforscht [4].

3 Tragverhalten von Geogittern und Verpressankern

Das Hauptaugenmerk der vorliegenden Arbeit liegt – neben der Validierung der Messdaten anhand der numerischen Berechnungen – auf die Interaktion und das Tragverhalten einer mit Geogittern bewehrten und rückverankerten Spundwandkonstruktion. Über das Tragverhalten von mit Geogittern bewehrten und rückverankerten Spundwandkonstruktionen ist wenig bekannt, da Geogitter bisher kaum als Verankerung verwendet wurden. Im Folgenden werden daher die Interaktion und das Tragverhalten von Boden und Geogittern bzw. Boden und Verpressankern separat betrachtet und erläutert. Hierbei spielt insbesondere der Lastabtrag eine wichtige Rolle. Darauf basierend werden Prognosen bezüglich des Tragverhaltens einer mit Geogittern bewehrten Spundwandkonstruktion erstellt, welche anschließend anhand der Messdaten des Monitorings und des numerischen Modells zu überprüfen sind.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Die Interaktion bzw. die Kraftübertragung beim Bewehren zwischen Boden und Geokunststoffen erfolgt hauptsächlich nach [4] [5] durch die folgenden zwei Mechanismen:

- Reibung an der Grenzfläche zwischen Boden und Geogitter und
- Erddruck an den Querschnittsgliedern der Geogitter

Abbildung 3.1 zeigt für einige Geokunststoffprodukte den jeweiligen maßgebenden Mechanismus der Kraftübertragung.



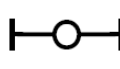
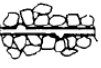

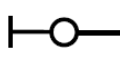


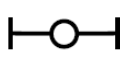
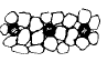


Art der Bewehrung		Mechanismus	
		Reibung	Erddruck
Glatter Metallstreifen			
Gerippter Metallstreifen			
Geotextil			
Geogitter			

Abbildung 3.1 Übliche Bewehrungsprodukte und die Mechanismen der Krafteinleitung nach Palmeira, modifiziert nach Ruiken [5]

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Für die Kraftübertragung muss eine ausreichende Verbundwirkung zwischen Boden und Bewehrung bzw. Boden und Geogitter gegeben sein. Die Verbundwirkung kann vereinfacht nach [2] durch den Reibungsbeiwert $f_{sg,k}$ ausgedrückt werden, der folgendermaßen lautet:

$$f_{sg,k} = \lambda \tan \varphi_k = \frac{\tan \delta}{\tan \varphi} \tan \varphi_k \quad (3.1)$$

mit:

$f_{sg,k}$ = Reibungsbeiwert [-]

λ = Verbundbeiwert für Reibung [-]

$\tan \varphi_k$ = charakteristischer Reibungswert Boden [-]

$\tan \delta$ = Reibungsbeiwert Geokunststoff/Boden (Messergebnis) [-]

$\tan \varphi$ = Reibungsbeiwert Boden (Messergebnis) [-]

Wenn für die Verbundwirkung die Kohäsion anzusetzen ist, so ist die Verbundwirkung durch den Scherbeiwert $f_{scg,k}$ nach Formel 3.2 anzusetzen [2].

$$f_{scg,k} = \lambda_c c_k = \frac{a}{c} c_k \quad (3.2)$$

mit:

$f_{scg,k}$ = Scherbeiwert

λ_c = Verbundbeiwert für Kohäsion

c_k = charakteristische Kohäsion Boden

a = Adhäsion Geokunststoff/Boden (Messergebnis)

c = Kohäsion Boden (Messergebnis)

Die Verbundbeiwerte sind nach [1] [2] [5] für den Nachweis der Tragsicherheit von Bedeutung und dienen für die folgenden zwei Fälle als Bemessungsgrundlage:

- Abgleiten/Abscheren an der Kontaktfläche zwischen Geokunststoff und Boden (Fall A)
- Herausziehen der Bewehrung (Fall B)

Die Bedeutung des Verbundverhaltens ist in Abbildung 3.2 am Beispiel einer Stützkonstruktion dargestellt.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

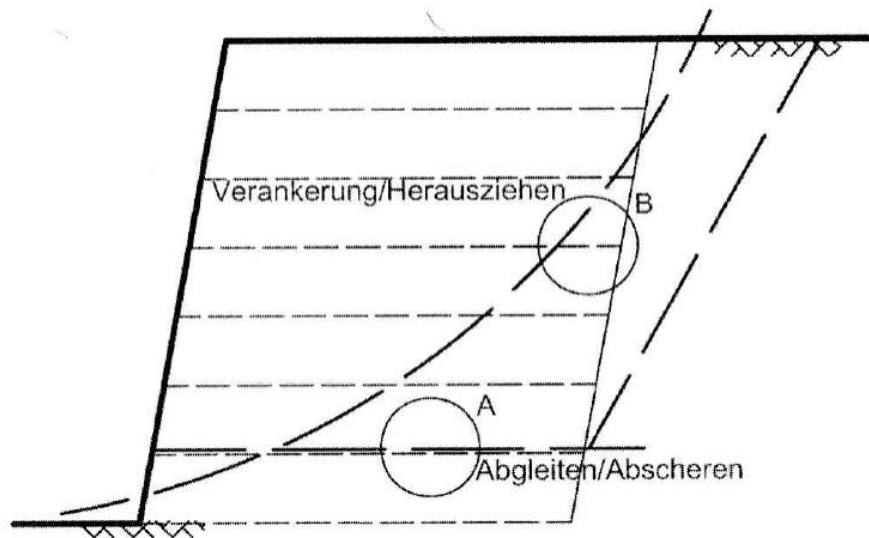


Abbildung 3.2 Bedeutung des Verbundverhaltens für die zwei Fälle A (Abgleiten/Abscheren) und B (Herausziehen) [2]

Der Verbundbeiwert λ wird für die beiden Fälle A und B mit unterschiedlichen Versuchsmethoden bestimmt. Fall A entspricht einem einseitigen Gleiten und wird durch direkte Scherversuche simuliert. Hier wird durch das Abscheren eines eingebauten Geokunststoffs in einem Rahmenschergerät ein Gleiten zwischen Boden und Geokunststoff erzeugt. Fall B entspricht einem zweiseitigen Ausziehen. Hier wird das Herausziehen eines Geokunststoffs aus dem Kontaktboden simuliert [1]. Abbildung 3.3 zeigt das Prinzip beider Versuche für die Interaktion zwischen Boden und Geokunststoff bzw. Geogitter.

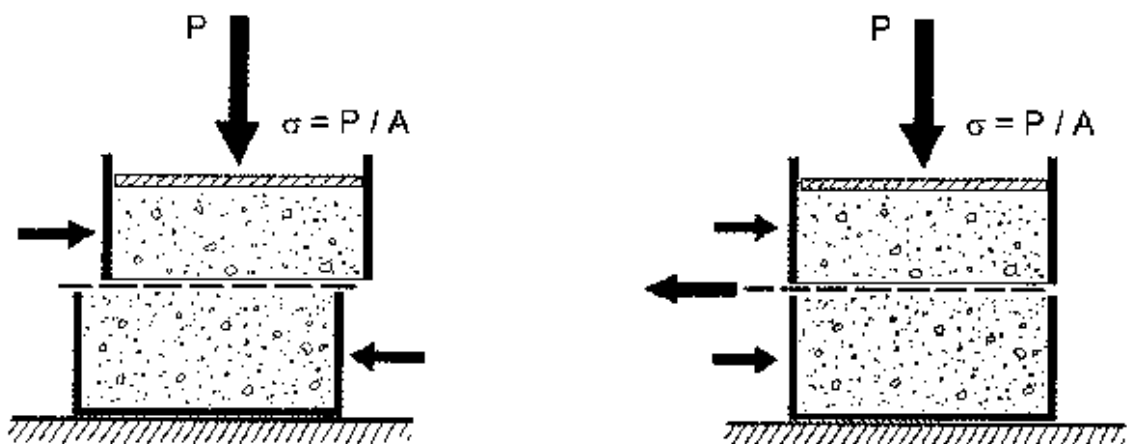


Abbildung 3.3 Interaktion zwischen Boden und Geogitter (links: einseitiges Gleiten, rechts: zweiseitiges Ausziehen) [1]

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Der direkte Scherversuch ist für Situationen geeignet, bei denen sich ein Bodenblock relativ zum Geokunststoff bewegt, wobei die Dehnbarkeit des Geokunststoffs in diesem Fall keine Rolle spielt. Solch eine Situation entspricht zum Beispiel einem Gleiten von Bodenschichten auf geneigten Geokunststoffen an Böschungen. Der Herausziehversuch eignet sich für Situationen, bei dem einerseits eine Interaktion in der Schichtgrenze ober- und unterhalb des Geokunststoffs stattfindet und andererseits die Dehnbarkeit des Geokunststoffs von Bedeutung ist. Dies ist bei der Verankerung von Geogittern der Fall [4].

3.1.1 Mechanismus der Kraftübertragung

3.1.1.1 Oberflächenreibung

Aus Abbildung 3.1 wird ersichtlich, dass für Geogitter der maßgebende Mechanismus der Kraftübertragung nicht die Oberflächenreibung ist, sondern der Erddruck an den Querszuggliedern. Die Oberflächenreibung, die an den Längs- und Querszuggliedern wirkt, ist im Vergleich zum Mechanismus des Lastabtrags über den Erdwiderstand an den Querszuggliedern ein simpler Mechanismus, der sich nach Althoff (2015) in Abhängigkeit der Querschnittsform und der Rauheit der Zuggliedoberfläche mit dem Coulomb'schen Reibungsmodell gut beschreiben lässt. Bei diesem Ansatz wird angenommen, dass sich die maximal übertragbare Schubspannung τ proportional zur vorliegenden Normalspannung σ_n und zum Reibungsbeiwert μ bzw. dem Tangens des Kontaktreibungswinkels δ verhält [4].

3.1.1.2 Querszugglieder

Der hohe Anteil der Kraftübertragung der Querszugglieder ist auf die gitterförmige Struktur zurückzuführen. Zugbelastungen bewirken eine Relativbewegung des Geogitters im Boden, wodurch sich der Boden vor den Querszuggliedern staut und dadurch bedingt ein passiver Erddruck auf den aufgestauten Boden wirkt. Hierfür müssen die Bodenkörner kleiner als die Gitteröffnungen sein [5]. Die Verbindungen zwischen Längs- und Querszuggliedern besitzen je nach Herstellungsart unterschiedliche Festigkeiten und Steifigkeiten, die für die Übertragung des vor den Querszuggliedern aufbauenden Erddrucks in die Längszugglieder verantwortlich sind. Nach Müller (2011) können gestreckte und gelegte Geogitter bzw. Geogitter mit steifen Zuggliedern und stabilen Knoten im Vergleich zu gewebten und geraschelten Geogittern bzw. Geogittern mit verformbaren Filamenten den Erddruck vor den Querszuggliedern besser mobilisieren und in die Längszugglieder einleiten [4] [5]. Die so entstehenden Zug-, Scher- und Torsionskräfte im Geogitter führen dabei zu komplexen Spannungszuständen in den Verbindungsstellen, die beispielhaft für eine geschweißte und eine integrierte Verbindungsstelle mit Hilfe einer Finite-Elemente-Berechnung nach Ziegler & Timmers (2004) in Abbildung 3.4 dargestellt sind [4].

3.1 Tragverhalten von Geogittern

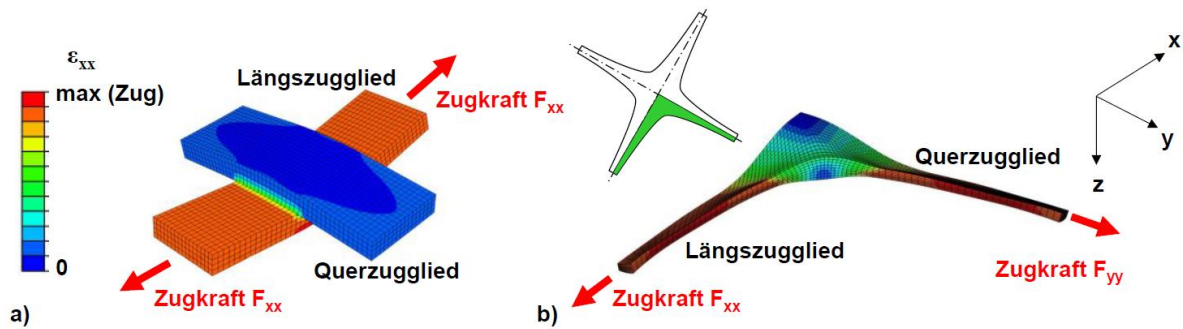


Abbildung 3.4 Finite-Elemente-Berechnung der Dehnungsbeanspruchungen eines gestreckten Geogitters, a) geschweißte Verbindungsstelle, b) integrierte Verbindungsstelle [4]

In Abbildung 3.5 (links) wird die Beteiligung der Querszugglieder am Verbundverhalten verdeutlicht, indem ein Herausziehversuch eines Gitters aus Glassplittern von Dyer (1985) durchgeführt und mit polarisierendem Licht während des Herausziehens beleuchtet wurde. Durch die Beleuchtung mit polarisierendem Licht lässt sich eine Spannungsverteilung bzw. eine Erddruckzone erkennen. Bei einer Relativverschiebung des Gitters wird vor den Querszuggliedern ein passiver Erddruck mobilisiert und der Boden verdichtet, während hinter den Querszuggliedern ein aktiver Erddruckzustand und dadurch bedingt eine Auflockerung des Bodens entsteht (vgl. Abbildung 3.5 rechts) [4].

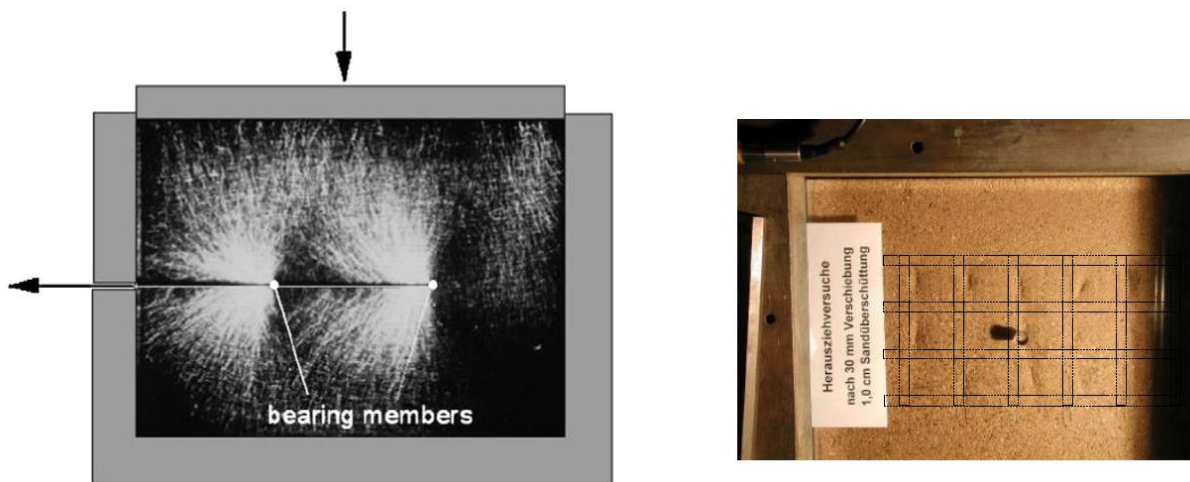


Abbildung 3.5 Wirkungweise der Querszugglieder bei der Bewehrung (links: Seitenansicht - Spannungskonzentration vor den Querszuggliedern (Dyer 1985), rechts: Draufsicht - Auflockerung hinter Querszuggliedern (Heitz 2002)) [4]

Die Spannungsentwicklung vor den Querszuggliedern kann mit einem Grundbruchmechanismus unter Fundamenten verglichen werden (vgl. Abbildung 3.6). Dabei beschreiben die in Abbildung 3.6 links aufgeführten Formeln nach Moraci & Gioffre (2006) eine Abhängigkeit der Erddruckspannung vom Reibungswinkel des Bodens und der

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Vertikalspannung auf die Höhe der Bewehrungslage. Die resultierende Kraft vor den Querszuggliedern aus dem Erddruck lässt sich bestimmen, indem die Erddruckspannung mit der Höhe des Querszuggliedes t_{xmd} multipliziert wird [5].

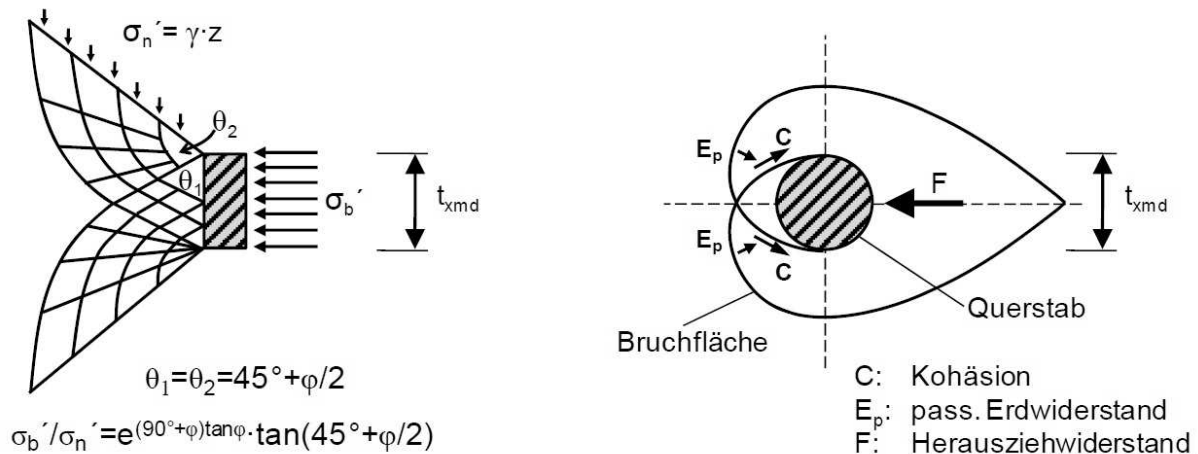


Abbildung 3.6 Erddruckentwicklung vor den Querszuggliedern (links: Jewell et al. (1984), rechts: Peterson & Anderson (1980) nach Nguyen et al. (2009)) [5]

Bei einem nicht ausreichenden Abstand der Querszugglieder zueinander beeinflussen sich die Querszugglieder gegenseitig. In Abbildung 3.7 lässt sich die gegenseitige Beeinflussung deutlich erkennen. Hier wurde ebenfalls ein Herausziehversuch eines Gitters aus Glassplittern durchgeführt, wobei die Abstände der Querszugglieder zueinander geringer sind im Vergleich zum Versuch aus Abbildung 3.5. Bei geringen Rasterabständen der Querszugglieder wird der Erddruck vor einem Querszugglied durch das vorherige Querszugglied reduziert. Dabei ist der maximal mobilisierte Erddruck eines Querszuggliedes geringer im Vergleich zum einzeln betrachteten Querszugglied. Dementsprechend verteilt sich der mögliche Erddruck vor einem Querszugglied bei geringen Querszuggliedabständen auf mehrere Querszugglieder, sodass unter Umständen auch der mögliche Erddruck in der Summe geringer ist und dadurch bedingt auch die maximale Herausziehkraft im Vergleich zu größeren Querszuggliedabständen reduziert ist [5].

3.1 Tragverhalten von Geogittern

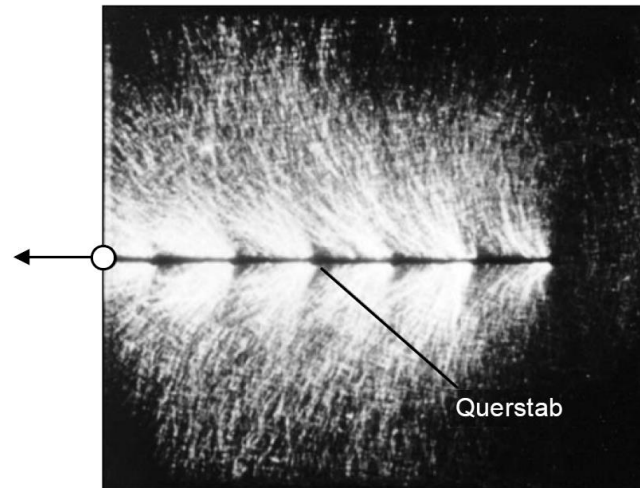


Abbildung 3.7 Veranschaulichung der gegenseitigen Beeinflussung der Querzugglieder während des Herausziehversuchs eines Gitters aus Glassplittern (Dyer 1985, modifiziert nach Palmeira 2004) [5]

Von einem zu geringen Abstand ist erst dann die Rede, wenn der Abstand von zwei Querzuggliedern kleiner ist als die möglichen Erddruckzonen. Erst dann überlagern sich die Erddruckzonen benachbarter Querzugglieder. In [4] [5] wird ein Ansatz zur Ermittlung der gegenseitigen Beeinflussung der Querzugglieder nach Palmeira (2009) diskutiert, indem mit Herausziehversuchen an einaxialen, extrudierten Geogittern der Einfluss des Verhältnisses von Querzuggliedabstand zur Querzugglieddicke S_{xmd}/t_{xmd} bestimmt wurde. Der Beeinflussungsgrad (Degree of Interface, kurz DI) wurde dabei folgendermaßen definiert:

$$DI = 1 - \frac{T_{\max}}{n_{xmd} \cdot T_{S1,\max}} \quad (3.3)$$

mit:

$DI = \text{Degree of Interface [-]}$

$T_{\max} = \text{maximaler Herauszieh Widerstand für Probe [kN]}$

$n_{xmd} = \text{Anzahl der Querzugglieder [-]}$

$T_{S1,\max} = \text{maximaler Herauszieh Widerstand für Probe mit Querzugglied [kN]}$

In Abbildung 3.8 sind die Ergebnisse der Untersuchungen des Beeinflussungsgrads nach Palmeira (2009) dargestellt. Hieraus wird ersichtlich, dass ab einem Verhältniswert $S_{xmd}/t_{xmd} > 40$ der Beeinflussungsgrad gegen Null geht und so keine gegenseitige Beeinflussung der Querzugglieder stattfindet.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

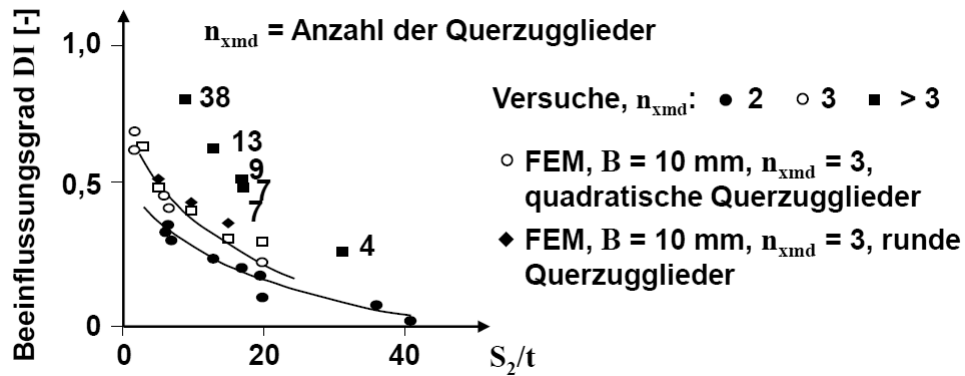


Abbildung 3.8 Beeinflussung der Querszugglieder in Abhängigkeit ihrer Anordnung nach Palmeira (2009) [4]

Andere Autoren untersuchten ebenfalls die gegenseitige Beeinflussung der Querszugglieder und kommen zum Teil auf abweichende Verhältniswerte im Vergleich zum Verhältniswert von $S_{xmd}/t_{xmd} > 40$. Als Ursache der unterschiedlichen Ergebnisse wurde geschlussfolgert, dass bei der gegenseitigen Beeinflussung der Querszugglieder weitere Faktoren eine Rolle spielen, wie zum Beispiel die Dehnsteifigkeit des Geogitters, die Korngrößenverteilung und der Reibungswinkel des Bodens [4] [5].

3.1.2 Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit

Die Mechanismen der Kraftübertragung bzw. der Interaktion sind von vielen Eigenschaften des zu bewehrenden Bodens, des Geogitters und von der gemeinsamen Verbundwirkung abhängig, die sich letztendlich auf die Tragfähigkeit auswirken. Vollständigkeitshalber sind in Tabelle 3.1 die Materialparameter und Einflussfaktoren für die Interaktion zwischen Boden und Geogitter aus [5] aufgelistet.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Tabelle 3.1 Einflussfaktoren der Interaktion zwischen Boden und Geogitter [5]

Boden	Geogitter	Verbundmaterial
<ul style="list-style-type: none"> • Reibungswinkel • Kohäsion • Dilatanz • Wichte • Lagerungsdichte • Porenzahl • Steifemodul (Spannungs-Dehnungsverhalten) • Querdehnungszahl • Korndurchmesser und Kornverteilung • Kornform 	<ul style="list-style-type: none"> • Dehnsteifigkeit • Zugfestigkeit • Hauptzugrichtungen • Herstellungsverfahren der Geogitter <ul style="list-style-type: none"> ○ extrudiert ○ gelegt ○ gewirkt / gewebt • Formstabilität • Öffnungsweite *) <ul style="list-style-type: none"> ○ Abstand md-Zugglieder (Längszugglieder) ○ Abstand xmd-Zugglieder (Querzugglieder) • Öffnungsflächenanteil ($A_{\text{Öffnung}} / A_{\text{Gitter}}$) • Oberflächenrauheit • Querzugglieddicke • Knotensteifigkeit • Knotenfestigkeit • Rohstoff • Widerstand gegen Umwelteinflüsse (biologisch, chemisch, Feuer, etc.) 	<ul style="list-style-type: none"> • Lagenabstand • Verhältnis von Öffnungsweite zu Korngröße • Spannungsniveau • Kontaktreibung Boden - Geogitter • Steifigkeitsverhältnis Boden - Geogitter

Aufgrund der hohen Anzahl der Einflussfaktoren werden im Folgenden nur die relevantesten Faktoren näher erläutert.

3.1.2.1 Bodendichte bzw. Lagerungsdichte

In [4] [6] wird eine Erhöhung des Reibungseffekts zwischen Boden und Geogitter mit zunehmender Lagerungsdichte beschrieben (vgl. Abbildung 3.9 und 3.10). Durch das Herausziehen wird die Kraftübertragung größer, da hier der mobilisierte passive Erdwiderstand vor den Querzuggliedern erhöht wird. Die Kraftübertragung zwischen Boden und Geogittern ist vom Prinzip her in derselben Relation wie die Bodendichte zur Scherfestigkeit des Bodens. In Herauszieh- und direkten Scherversuchen mit geringer Einbaudichte findet ausschließlich eine Verdichtung statt, sodass der Herauszieh Widerstand einen größtmöglichen Wert anstrebt. Bei einer hohen Einbaudichte lässt sich nach einer anfänglichen Verdichtung eine Auflockerung des Bodens mit Volumenzunahme beobachten; der Herauszieh Widerstand weist daher einen maximalen Wert auf und nimmt anschließend weiterhin bis auf einen Restwiderstand ab.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

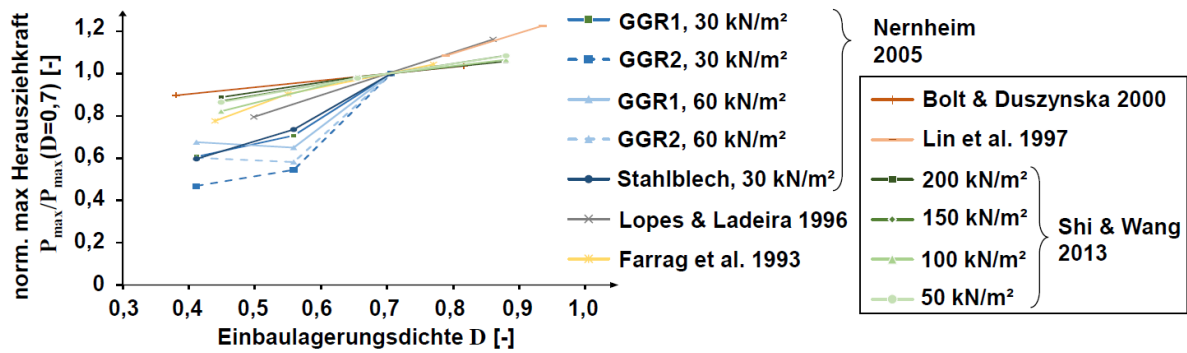


Abbildung 3.9 Einfluss der Bodendichte / Lagerungsdichte auf die maximale Herausziehkraft nach verschiedenen Autoren [4]

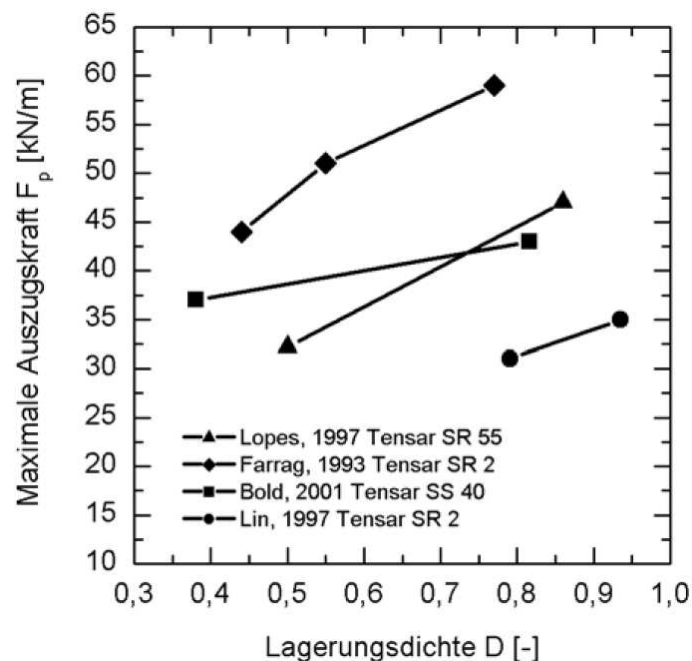


Abbildung 3.10 Einfluss der Bodendichte / Lagerungsdichte auf die maximale Herausziehkraft nach verschiedenen Autoren [6]

3.1.2.2 Normalspannung, Auflast und Dilatanz

Der große Einfluss der Normalspannung bzw. einer Auflast wurde in zahlreichen Interaktionsuntersuchungen überprüft und bestätigt. Eine Erhöhung der Auflast bzw. der Normalspannung führt zu einer Erhöhung der Reibung zwischen Boden und Geogitter und einer Erhöhung der Widerstände an den Querschnittsgliedern. Eine höhere Normalspannung bewirkt außerdem eine Verdichtung des Bodens [6]. Abbildung 3.1 verdeutlicht den Einfluss einer zunehmenden Auflast auf die maximale Auszugskraft.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

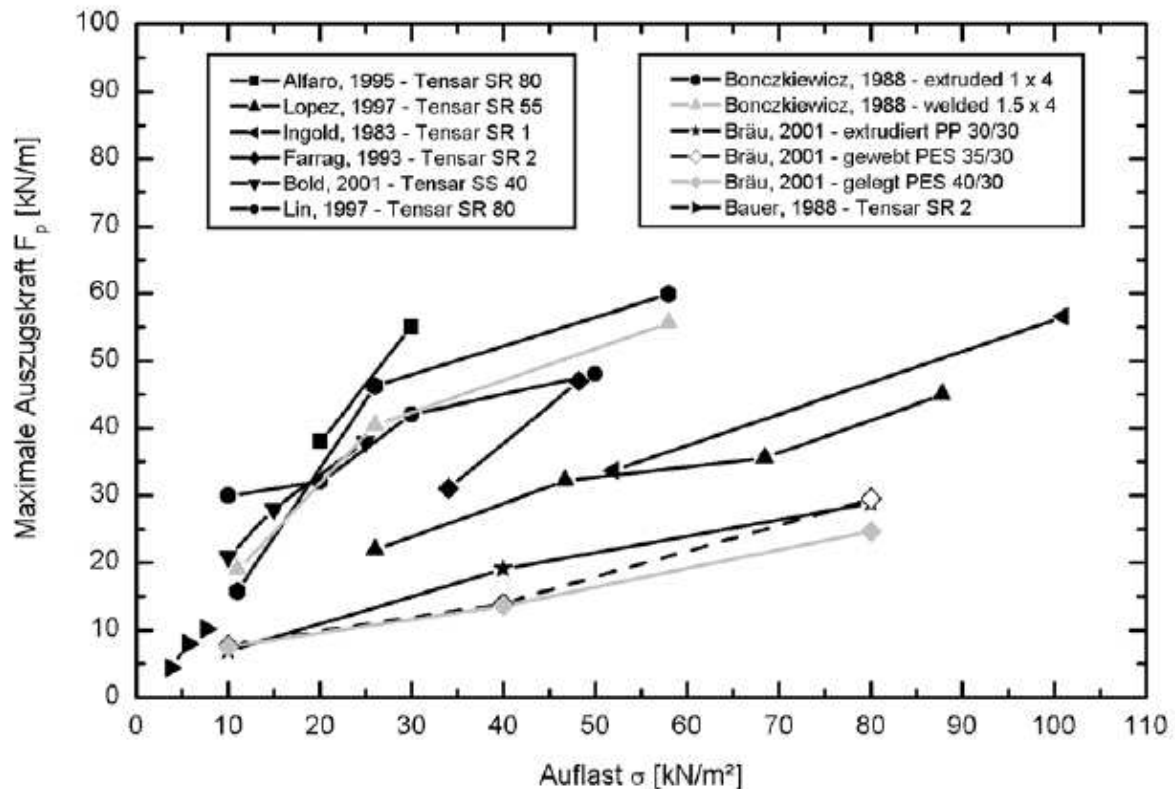


Abbildung 3.11 Einfluss der Auflast auf die maximale Herausziehkraft nach verschiedenen Autoren [6]

Zudem bewirken hohe Auflasten überwiegend einen Lastabtrag im vorderen Bereich der Geogitter, während kleinere Auflasten einen eher gleichmäßigeren Lastabtrag bewirken [6]. Der Zusammenhang zwischen Normalspannung und Verbundbeiwert von Geogittern und Boden ist jedoch nicht linear. Vielmehr sind die Verbundbeiwerte entsprechend der Scherfestigkeit des Bodens bei kleineren Normalspannungen größer. Die Ursache darin liegt in einer erhöhten Dilatanzneigung bei niedrigen Normalspannungen [4]. Abbildung 3.12 verdeutlicht diesen Sachverhalt: im Diagramm ist die Normalspannung σ_n auf der Abszisse dargestellt und der Verbundbeiwert λ auf der Ordinate. Für dicht gelagerte Sande lässt sich eine Abnahme des Verbundwertes λ mit zunehmender Normalspannung feststellen, während beim locker gelagerten Sand eine Zunahme der Normalspannung den Verbundbeiwert kaum beeinflusst, da locker gelagerte Böden sich ausschließlich kontraktant verhalten. Die Einflüsse aus Normalspannung und Dilatanz sind bei dichten Böden daher eng miteinander verbunden, da eine durch Scherung bedingte Volumenzunahme (Dilatanz) immer zu einer Erhöhung der Normalspannungen führt [4]. Große Normalspannungen wirken sich demnach günstig auf die Kraftübertragung aus, da diese der Dilatanz entgegenwirken [5].

3.1 Tragverhalten von Geogittern

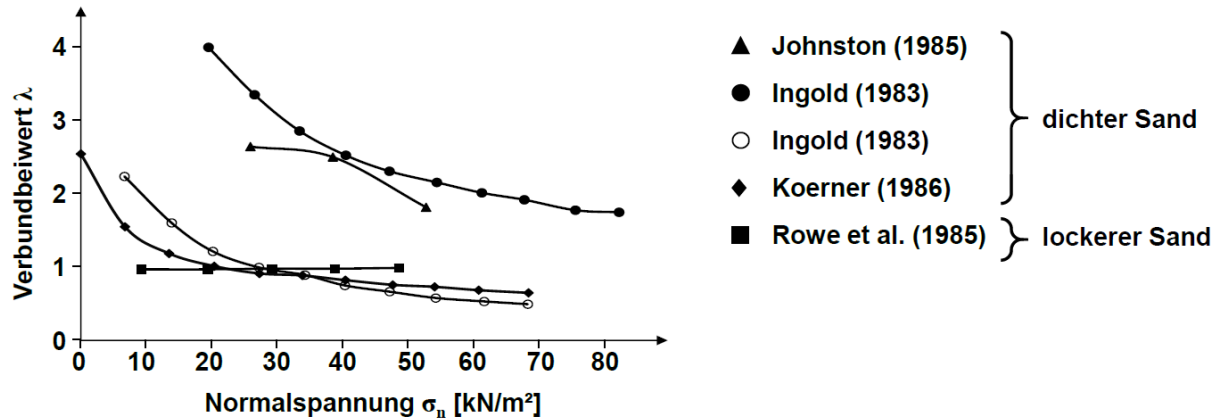


Abbildung 3.12 Einfluss der Normalspannung für dichten und lockeren Sand nach Juran et al. 1988 [4]

3.1.2.3 Wassergehalt

In [4] sind Untersuchungen aus Fachliteratur zum Einfluss des Wassergehalts des Bodens auf die Herausziehwiderstände von Geogitter beschrieben. Bei Herausziehversuchen von Chen & Wu (2010) mit sandigem Schluff wurden zwei verschiedene Wassergehalte untersucht: der optimale Wassergehalt ($w = 11,6\%$ und $S_r = 61\%$) und eine fast vollständige Wassersättigung ($w = 16\%$ und $S_r = 94\%$). Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass der Herausziehwiderstand bei allen Versuchen um 50% reduziert wurde. Damit wurde bestätigt, dass ein Wasseraufstau in der Bewehrungskonstruktion die Tragfähigkeit herabsetzt unbedingt zu vermeiden ist. Andere Untersuchungen von Ferreira et al. (2015) wurden bei einem Sand mit Schluff- und Kiesanteilen durchgeführt. Hier wurde sowohl der Wassergehalt als auch die Lagerungsdichte variiert. Die Ergebnisse zeigen, dass bei einer geringen Lagerungsdichte der Wasseranteil des Bodens einen großen Einfluss hat. Die größten Herausziehwiderstände ergaben sich für einen Wassergehalt von $w = w_{opt/2}$, gefolgt von einem Wassergehalt von $w = 0$ und $w = w_{opt}$ (vgl. Abbildung 3.13 b und c). Bei einer hohen Lagerungsdichte jedoch bewirkt eine Variation des Wassergehaltes kaum eine Änderung des Herausziehwiderstandes (vgl. Abbildung 3.13 a).

3.1 Tragverhalten von Geogittern

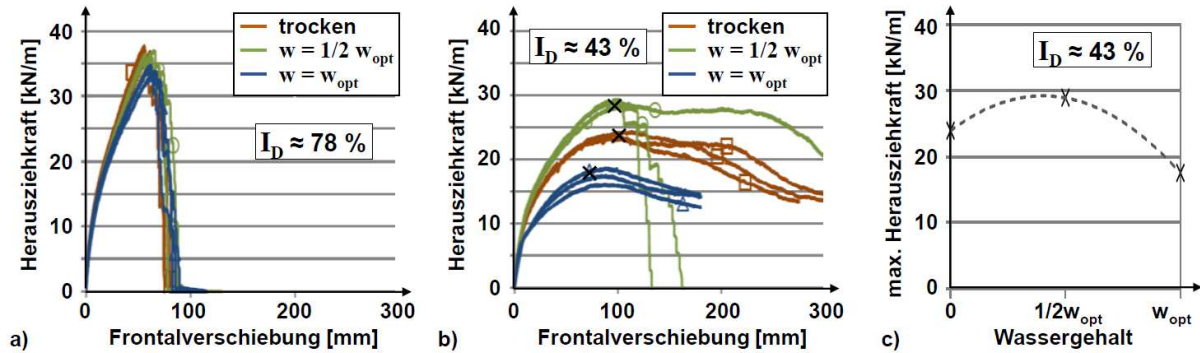


Abbildung 3.13 Einfluss des Wassergehalts bei hoher Lagerungsdichte (a) und niedriger Lagerungsdichte (b und c) nach Ferreira et al. (2015) [4]

3.1.2.4 Dicke und Form der Querszugglieder

Detert (2005) untersuchte den Einfluss der Dicke der Querszugglieder auf die Mobilisierung des Erdwiderstandes bzw. den Einfluss auf die Herausziehkraft und stellte fest, dass mit zunehmender Dicke die Herausziehkraft zunimmt, wobei die Zunahme der Herausziehkraft mit wachsender Dicke des Querszugglieds immer geringer wird [5]. Abbildung 3.14 veranschaulicht die Ergebnisse für verschiedene Spannungsniveaus. Palmeira & Milligan (1989) untersuchten den Einfluss der Form der Querszugglieder für rechteckige und runde Querschnitte und stellten fest, dass bei gleicher Dicke der Querszugglieder und sonst gleichen Randbedingungen die Mobilisierung des Erdwiderstandes von rechteckigen Querschnitten 20 % größer ist im Vergleich zu runden Querschnitten [5].

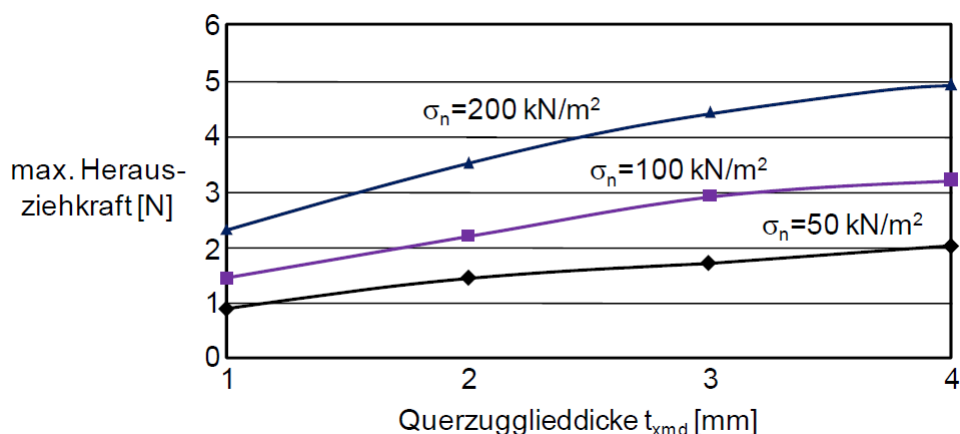


Abbildung 3.14 Zusammenhang zwischen Querszugglieddicke und Herausziehwiiderstand nach Detert (2005) [5]

3.1 Tragverhalten von Geogittern

3.1.2.5 Verhältnis von Gitteröffnung zu Korngröße

Um den Einfluss des Verhältnisses von Gitteröffnungen zur Korngröße des Bodens auf den Verbundbeiwert zu untersuchen, wurden von Jewell et al. (1984) direkte Scherversuche durchgeführt, bei denen das Verhältnis von Gitteröffnung d_o zum mittleren Korndurchmesser d_{50} variiert wurde. Der größte Verbundbeiwert und somit der geringste Verlust der Kontaktreibung wurde stets für ein Verhältnis $d_o/d_{50} = 3$ erreicht [4] [5]. Abbildung 3.15 verdeutlicht dieses Ergebnis. Zur Erklärung dieses Ergebnisses dienen die nummerierten Abbildungen auf der rechten Seite der Abbildung 3.15. In Bereich ①, also bei großen Verhältniswerten, lagern sich feine Bodenpartikel in den Gitteröffnungen ein, sodass sich eine Scherfuge unmittelbar entlang der Oberfläche des Gitters einstellt. In Bereich ② lagern sich die Bodenkörner in den Gitteröffnungen und verzahnen sich. Diese Verzahnung wird auch als „Interlocking“ bezeichnet. Der Durchmesser der Bodenkörner hier ist zwar kleiner als die Öffnungsweite des Gitters, jedoch immer noch größer als die Dicke der Zugglieder. Dadurch bedingt wird die Scherfuge vom Gitter weg zum Kontaktboden verlagert und der mögliche Erdwiderstand kann so von den Querszuggliedern mobilisiert werden. Im günstigsten Fall wird der volle Reibungswinkel des Bodens mobilisiert. In Bereich ③ sind die Bodenkörner größer als die Gitteröffnungen, sodass ein Interlocking nicht möglich ist. Die Bodenkörner gleiten über das Gitter und die Verbundscherfestigkeit nimmt den minimalsten Wert an; anders ausgedrückt bedeutet dies, dass nur der Boden an der Scherung beteiligt ist [5]. Die Ergebnisse von Jewell et al. (1984) wurden von Lopes (1999) und Lopes & Brown (2007) verifiziert [4]

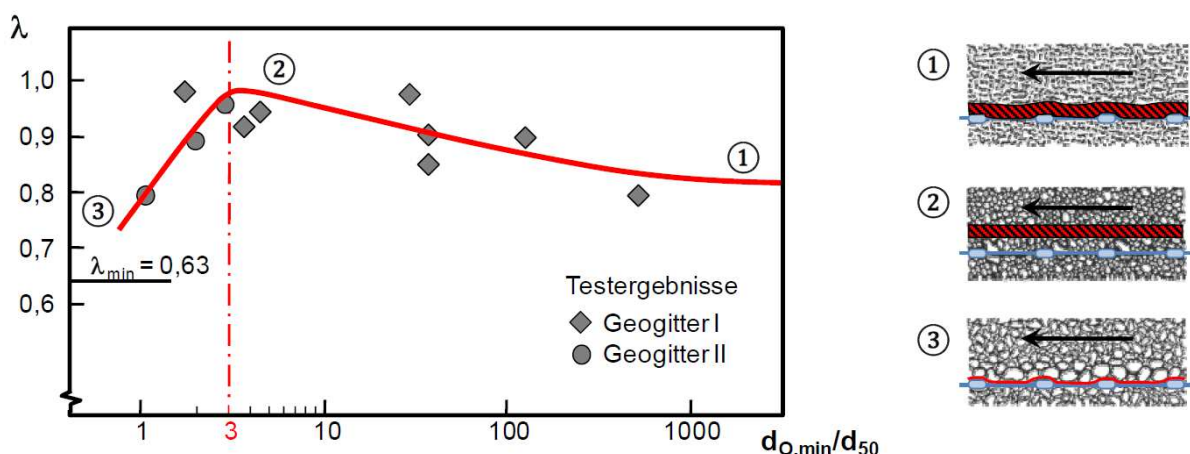


Abbildung 3.15 Einfluss des Verhältnisses zwischen Gitteröffnung und Korngröße auf die Größe des Kontaktreibungswinkels nach Jewell et al. (1984), modifiziert nach Ruiken [5]

3.1.3 Bruchmechanismen und Einfluss auf den Erddruck

Das Tragverhalten von Stützkonstruktionen mit Bewehrungen aus Geogittern kann anhand der möglichen Bruchmechanismen und den Einfluss auf den Erddruck verdeutlicht werden.

Geogitterbewehrte Stützkonstruktionen dienen in der Regel der Sicherung eines Geländesprunges. Im Versagensfall kommt es zu einem teilweisen oder vollständigen Abgleiten des Geländesprunges, das auf eine Überschreitung des Scherwiderstandes des Bodens, des Verbundes zwischen Bewehrung und Boden oder des Widerstandes gegen Zugbeanspruchung der Bewehrungslagen zurückzuführen ist. Beim Versagen der Konstruktion verläuft die Scherfuge durch den hinterfüllten Bereich, den Untergrund und/oder durch die Konstruktion. Durch die Scherfuge wird der Boden in einen aktiven und in einen passiven Bereich aufgeteilt, wobei der abrutschende Teil der aktive Teil und der widerstehende Teil der passive Teil ist (vgl. Abbildung 3.16) [2].

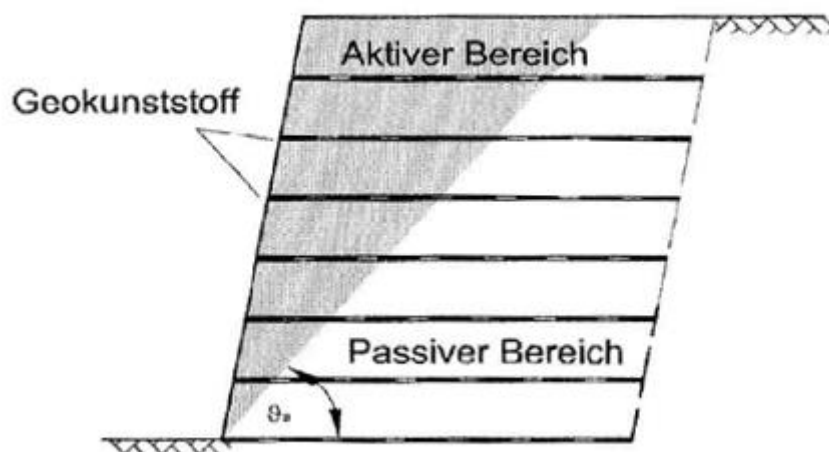


Abbildung 3.16 Aktiver und passiver Bereich eines bewehrten Erdkörpers [2]

Der genaue Bruchmechanismus und die Ausbildung der Gleitlinie bzw. Gleitlinien sind vorab nicht eindeutig identifizierbar, sodass für den Grenzzustand der Tragfähigkeit alle möglichen Bruchmechanismen und Gleitlinien iterativ ermittelt werden müssen, wobei der ungünstige Bruchmechanismus maßgebend ist.

Es müssen gemäß EBGEO [2] die Gleitlinien untersucht werden, die:

- die Bewehrungslagen schneiden (entspricht der inneren Standsicherheit)
- die bewehrungslagen nicht schneiden (entspricht der äußeren Standsicherheit)
- oder in den Kontaktflächen zwischen Geokunststoff und Boden verlaufen.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Mögliche Gleitlinien sind in Abbildung 3.17 dargestellt.

Gemäß EBGEO [2] sind ebenfalls auch folgende Bruchmechanismen zu untersuchen:

- Bruchkörper mit geraden Linien
- Bruchkörper mit kreisförmigen Gleitlinien
- Bruchkörper mit logarithmischen Spiralen als Gleitlinien
- Zusammengesetzte Bruchmechanismen mit mindestens zwei Bruchkörpern und geraden Gleitlinien

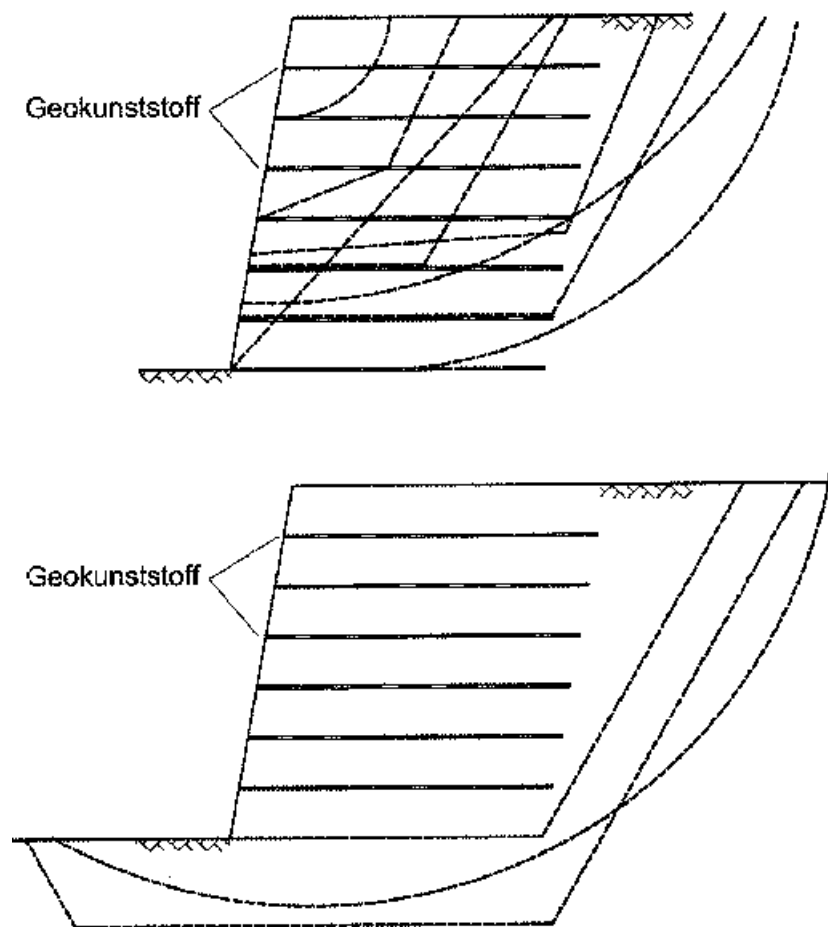


Abbildung 3.17 Mögliche Gleitlinien einer Stützkonstruktion [2]

Für das Tragverhalten ist der Nachweis der äußeren Standsicherheit von Interesse, da das Verbundsystem Boden-Geogitter als eine Art Quasi-Monolith idealisiert wird und am Ende der Bewehrungselemente eine geradlinige Begrenzung vorgenommen werden kann. Durch die geradlinige Begrenzung entsteht eine geometrisch sinnvolle rechnerische Rückwand und es

3.1 Tragverhalten von Geogittern

kann so gemäß der klassischen Erddrucktheorie davon ausgegangen werden, dass sich ein aktiver Gleitkeil innerhalb des bewehrten Bodenkörpers ausbildet [2] [14].

Versagt eine geogitterbewehrte Stützkonstruktion auf einer Gleitfläche, die sowohl durch den bewehrten Erdkörper verläuft als auch die Bewehrung schneidet bzw. tangiert, dann müssen Scherkräfte in der Gleitfläche bzw. Kräfte aus der Bewehrung im passiven Bereich den abrutschenden Gleitkeil halten. Durch das Abrutschen des aktiven Gleitkeils bildet sich dahinter ein weiterer Bruchkörper, der sich relativ zum aktiven Gleitkeil verschiebt. Bei dieser vereinfachten Modellannahme wird davon ausgegangen, dass die Relativverschiebungen zwischen den Bruchkörpern groß genug sind, um den maximalen Neigungswinkel des Erddrucks $\delta_a = \frac{2}{3}\varphi'$ für die Ermittlung des aktiven Erddrucks E_a anzusetzen [4]. Der Bruchmechanismus und die Kräfteverteilung der beschriebenen Modellannahme sind in Abbildung 3.18 dargestellt.

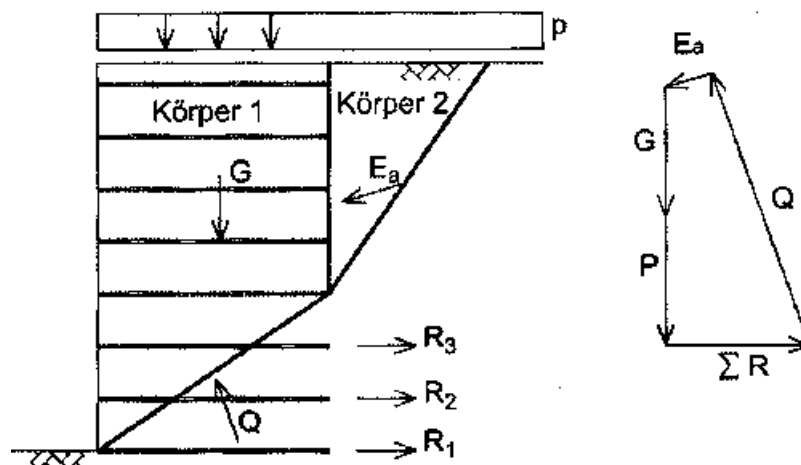


Abbildung 3.18 Vereinfachte Modellannahme und Kräfteverteilung an einer bewehrten Stützkonstruktion [2]

Stützkonstruktionen, die nicht als ein Quasi-Monolith idealisiert werden können, müssen als Kombination mehrerer Quasi-Monolithe untersucht werden (vgl. Abbildung 3.19). Hier muss sowohl die Standsicherheit für jeden einzelnen Quasi-Monolith als auch für den gesamten Quasi-Monolith nachgewiesen werden. Erfahrungsgemäß liegen die horizontalen Verschiebungen der Stützkonstruktion bei ca. 1% bis 2% der maximalen Wandhöhe. Die Erfahrungswerte basieren auf zahlreiche Laborversuche und messtechnisch überwachten Stützkonstruktionen [2].

3.1 Tragverhalten von Geogittern

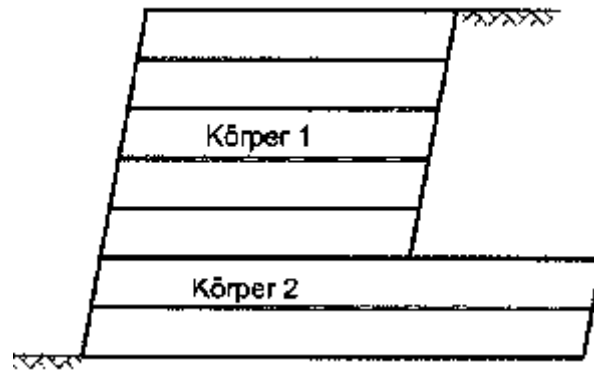


Abbildung 3.19 Beispielhafte Kombination mehrerer Quasi-Monolithe einer Stützkonstruktion [2]

Bei den bisher beschriebenen Bruchmechanismen und Bemessungsansätzen ist der Einfluss einer Geogitterbewehrung auf den Erddruck unbekannt, weshalb dieser in der Regel ingenieurmäßig sinnvoll angenommen wird. Ruiken [5] untersuchte in einem kleinskaligen Laborversuch den Einfluss von Geogittern auf die Erddruckentwicklung und -verteilung im ebenen Verformungszustand. Neben dem Erddruck wurden auch die horizontalen Verschiebungen der Wand bzw. des Facings und die Anschlusskräfte gemessen. Die Messung des Erddrucks bei der Erddruckentwicklung erfolgte an einem verschieblich gelagerten Widerlager. Für die Messung der Erddruckverteilung wurde ein Facing verwendet, das aus insgesamt 20 fünf Zentimeter hohen Elementen bestand, sodass jeweils die Spannung in den einzelnen Elementen gemessen werden konnte. Es wurden zwei verschiedene Geogitter verwendet, die sich in ihrer Dehnsteifigkeit unterscheiden ($J_{0-2\%} = 700$ kN/m und 1155 kN/m). Dabei wurde ein Probekörper aus trockenem Mittelsand, sowohl bewehrt als auch unbewehrt, mit einer Querschnittsfläche von 1 m x 1 m einem Spannungsniveau von 50 kN/m² ausgesetzt. Das Spannungsniveau wurde durch eine gleichförmige Belastung über ein Druckluftkissen aufgebracht. Beim Einbau des Mittelsandes wurde eine Rieseltechnik verwendet, die eine gleichmäßige Lagerungsdichte des Bodens und somit einen homogenen Probekörper gewährleistet. Die Lagerungsdichte lag nach dem Einrieseln bei 101%. Die Anzahl der Bewehrungslagen wurde zwischen 1 und 5 variiert. Der Einbau der Bewehrung wurde ebenfalls variiert. Die Bewehrung wurde jeweils einmal am Facing, einmal an der Rückseite der Probe und einmal an beiden Seiten angeschlossen. Abbildung 3.120 zeigt eine Übersicht der jeweiligen Versuche. Für mehr Details bezüglich des Versuchsaufbaus und der Art der Messung sei auf die Dissertation von Ruiken [5] verwiesen.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

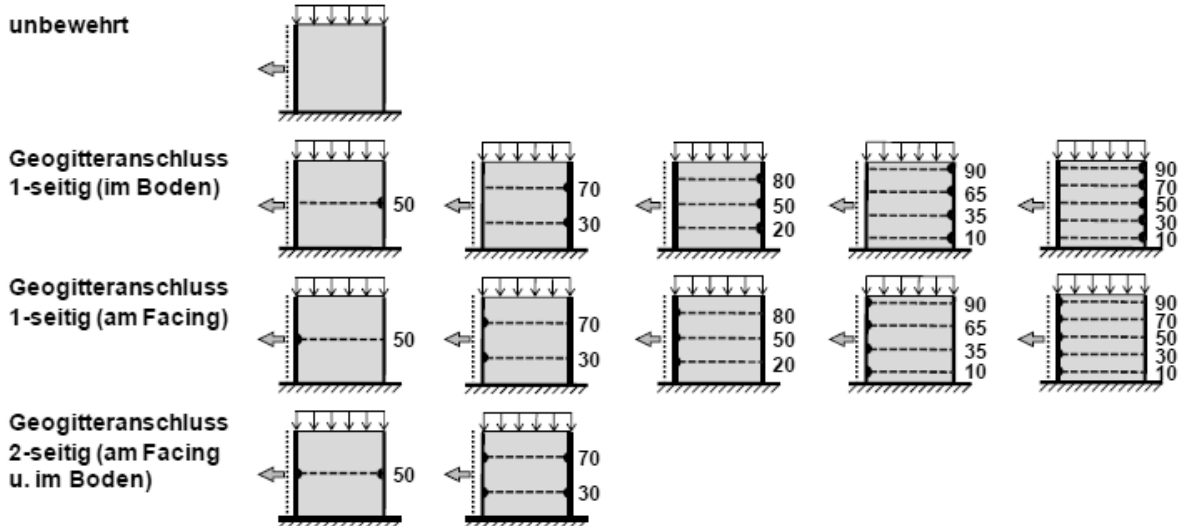


Abbildung 3.20 Zusammenstellung der untersuchten Probekörper und Bewehrungsanordnungen (Lager der Geogitter als Höhe in cm) [5]

Im Folgenden wird nur der Einfluss der Geogitter auf die Erddruckentwicklung, die Erddruckverteilung und die Verschiebungen am Facing betrachtet.

Abbildung 3.21 zeigt den Einfluss des Bewehrungsgrades auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung am Facing für den Anschluss an der Rückseite der Probe.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

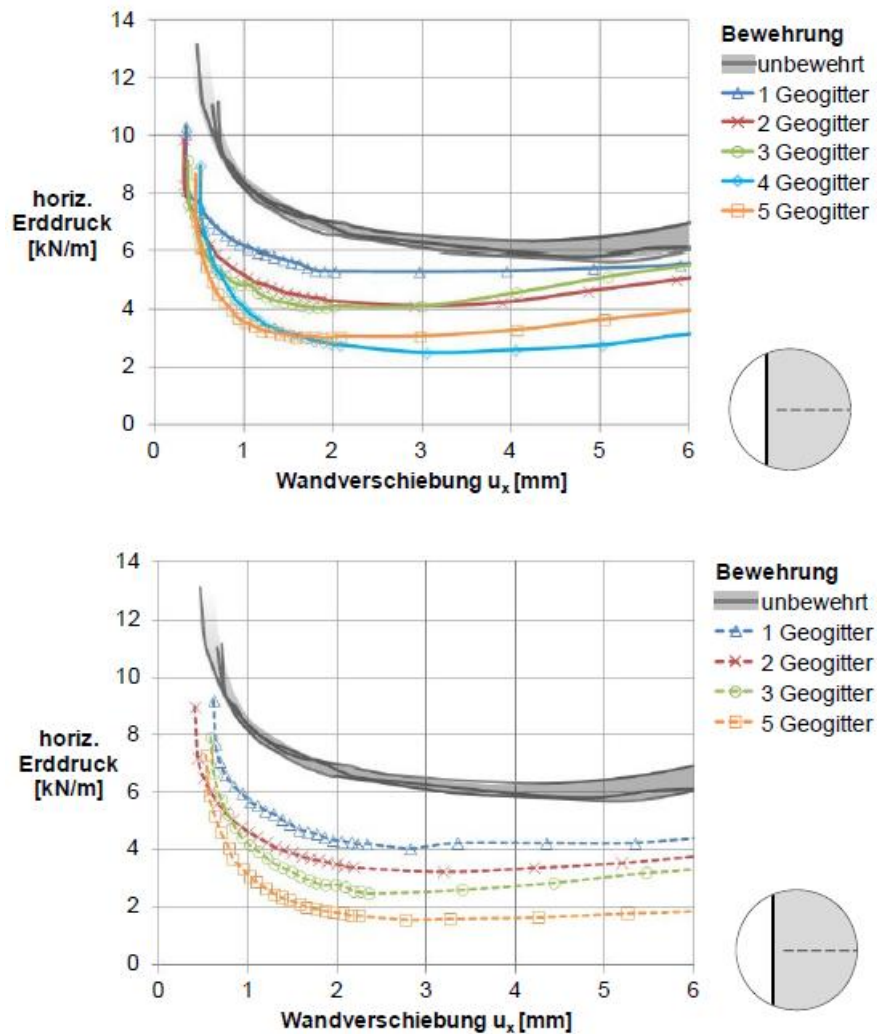


Abbildung 3.21: Einfluss des Bewehrungsgrades auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung ohne Anschluss am Facing (oben: $J = 700 \text{ kN/m}$, unten: $J = 1150 \text{ kN/m}$) [5]

In Abbildung 3.21 ist zu erkennen, dass mit zunehmender Wandverschiebung eine Verringerung des Erddrucks bis auf den aktiven Erddruck einhergeht, welcher aufgrund der hohen Lagerungsdichte sich ab einer gewissen Verschiebung leicht erhöht. Die Größe des Erddrucks nimmt ebenfalls mit zunehmender Bewehrungslage ab. Besonders deutlich erkennbar ist hierbei die Abnahme des Erddrucks schon bei sehr kleinen Verschiebungen, obwohl die Geogitter nicht vorgespannt wurden und durch die Einrieseltechnik ohne jegliche Verdichtungskraft die Bodenkörner in den Geogitteröffnungen keine Verspannung aufweisen [5]. Der Zusammenhang zwischen den am Facing wirkenden Erddruck und dem Bewehrungsgrad wird in Abbildung 3.22 nochmals verdeutlicht. Die Auswertung bezieht sich auf einer horizontalen Verschiebung des Facings bei 1 mm und bei 2 mm.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

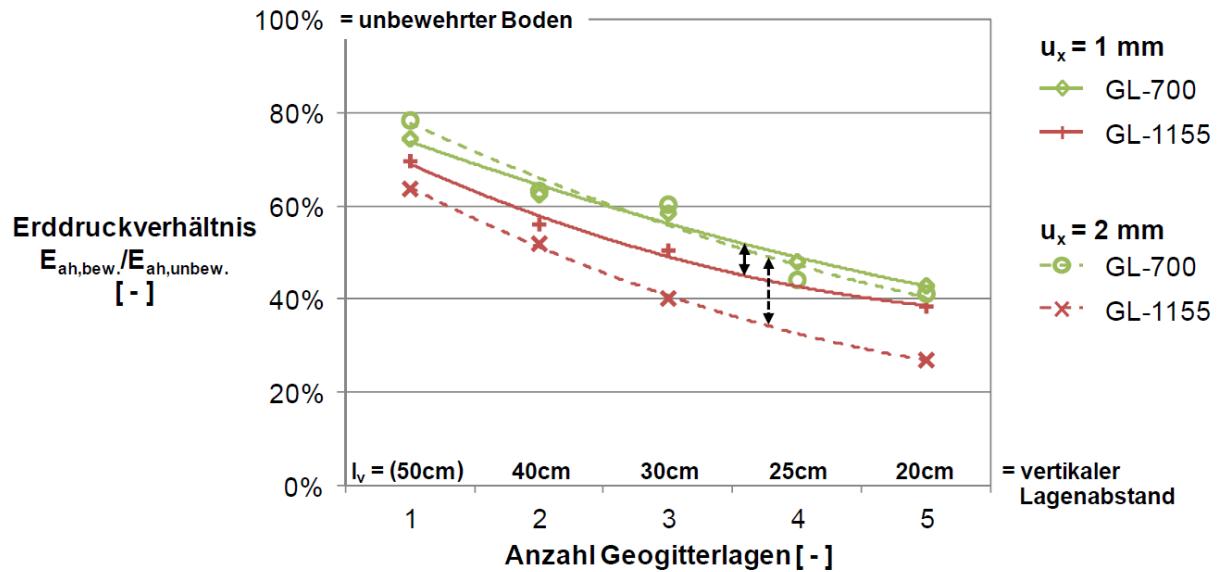


Abbildung 3.22: Zusammenhang zwischen Erddruck und Bewehrungsgrad für verschiedene Dehnsteifigkeiten [5]

Abbildung 3.22 verdeutlicht ebenfalls den Effekt einer Erddruckreduzierung mit zunehmender Dehnsteifigkeit des Geogitters. Bei gleicher Wandverschiebung weist das Geogitter GL-1155 ($J_{0-2\%} = 1155 \text{ kN/m}$) mit der höheren Dehnsteifigkeit eine höhere Reduktion des Erddrucks auf. Die Reduktion des Erddrucks wird mit zunehmender Verschiebung größer und ist deutlich erkennbar.

Für den Anschluss am Facing und den beidseitigen Anschluss wurden zwei unterschiedliche Vorgehensweisen durchgeführt. Beim einseitigen Facinganschluss wurde zunächst die Belastung aufgebracht und anschließend eine Wandverschiebung bis zum Erreichen des Gleichgewichts zwischen Erddruck und den Anschlusskräften zugelassen (vgl. Abbildung 3.23 a). Für den Fall des beidseitigen Anschlusses wurde genau umgekehrt vorgegangen (vgl. Abbildung 3.23 b). Abbildung 3.23 veranschaulicht den Einfluss der unterschiedlichen Vorgehensweisen auf die Spannungen und Verschiebungen in einem Diagramm.

3.1 Tragverhalten von Geogittern

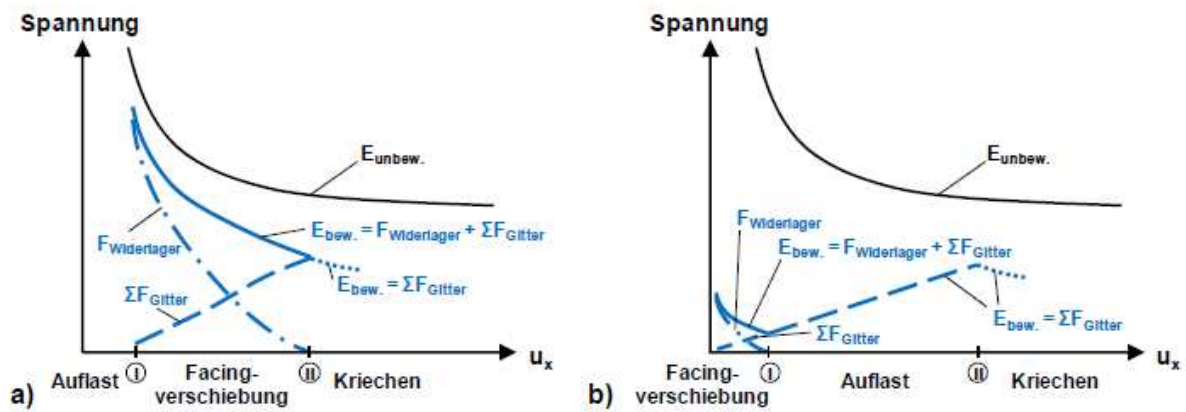


Abbildung 3.23 Qualitative Darstellung der verformungsabhängigen Spannungsentwicklung bei unterschiedlichen Arten der Versuchsdurchführung [5]

Vor Versuchsbeginn ist für beide Vorgehensweisen bereits eine kleine Verschiebung aufgrund des Bodeneigengewichts aufgetreten, wobei für Variante a die Verschiebung aufgrund der Belastung zu Beginn etwas größer ist.

Abbildung 3.24 zeigt den Einfluss des Bewehrungsgrades auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung am Facing für die Fälle, dass die Geogitter nur am Facing (durchgehende Linien) und sowohl am Facing als auch am gegenüber liegendem Ende angeschlossen sind (gestrichelte Linien). Für den Fall des beidseitigen Anschlusses wurden die Probekörper über einem Zeitraum zwischen 16 Stunden und 7 Tagen unter Dauerbelastung beobachtet, nachdem der Gleichgewichtszustand erreicht wurde (gepunktete Linien).

3.1 Tragverhalten von Geogittern

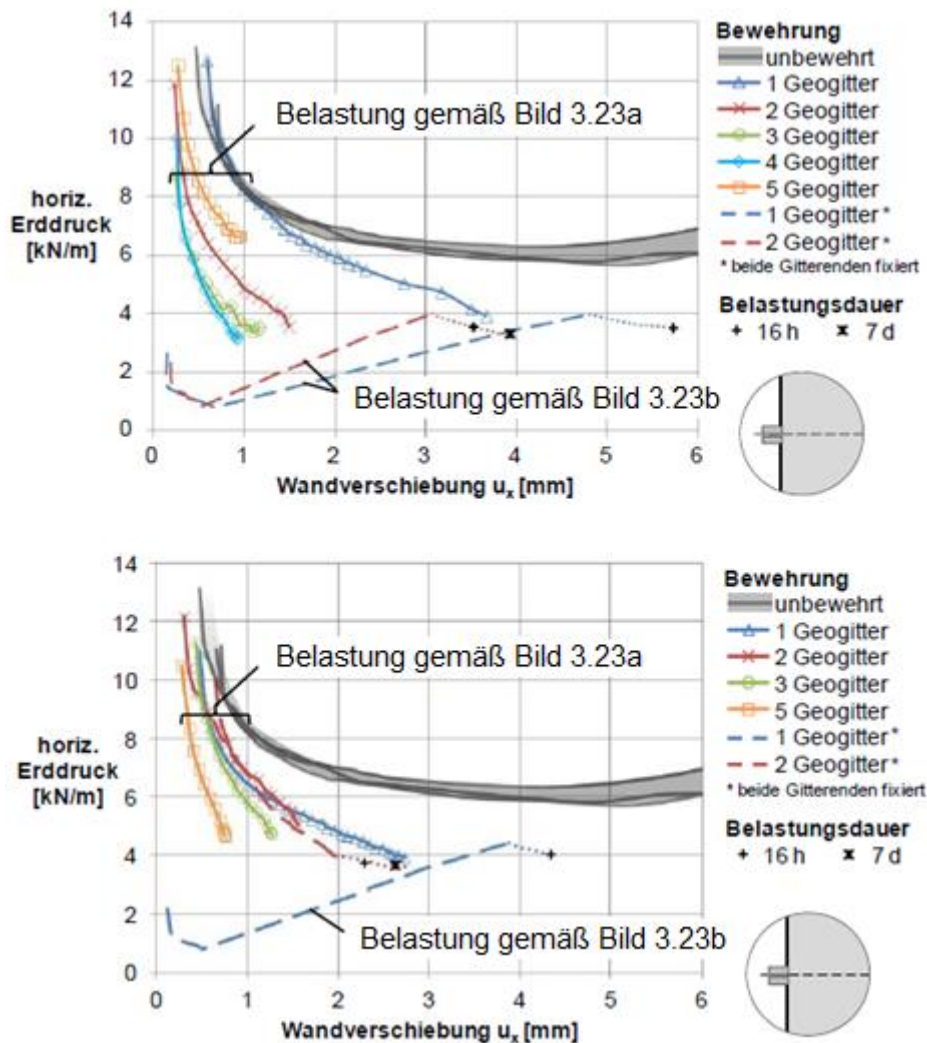


Abbildung 3.24 Einfluss des Bewehrungsgrads auf die verformungsabhängige Erddruckentwicklung mit Anschluss am Facing und mit beidseitigem Anschluss (oben: $J = 700$ kN/m, unten: $J = 1155$ kN/m), modifiziert [5]

Die Ergebnisse in Abbildung 3.24 zeigen ebenfalls eine Abnahme des Erddrucks mit zunehmender Horizontalverschiebung des Facings und mit zunehmender Bewehrungslage für den Fall, dass die Geogitter nur am Facing angeschlossen sind. Die Ausnahme hier bildet das Geogitter mit der geringeren Dehnsteifigkeit bei fünflagiger Bewehrung (vgl. Abbildung 3.24 oben). Dies ist vermutlich auf Ungenauigkeiten beim Einbau der mittleren Bewehrungslage zurückzuführen. Für den beidseitigen Anschluss wird deutlich, dass beim Erreichen des Gleichgewichtszustands der Bewehrungsgrad keinen nennenswerten Einfluss auf die Größe des Erddrucks hat. Ein höherer Bewehrungsgrad bewirkt jedoch eine Reduzierung der Verschiebungen bis zum Gleichgewichtszustand, da bei einem höheren Bewehrungsgrad bei annähernd gleichem Erddruck der Ausnutzungsgrad der Geogitter sinkt. Eine größere Dehnsteifigkeit des Geogitters scheint sich hierbei günstiger auszuwirken. Die Ergebnisse der Dauerbelastung zeigen bei gleichbleibender Belastung eine Art Relaxationseffekt, indem die

3.1 Tragverhalten von Geogittern

horizontalen Verschiebungen am Facing trotz gleichzeitiger Abnahme des Erddrucks zunehmen [5].

Für den Einfluss der Geogitter auf die Erddruckverteilung am Facing wurde zunächst die theoretische Erddruckverteilung der gemessenen Erddruckverteilung für den unbewehrten Probekörper gegenübergestellt. Die Gegenüberstellung ist für die Fälle a) Eigengewicht, b) Eigengewicht mit Auflast und c) Eigengewicht, Auflast und 2 mm Wandverschiebung in Abbildung 3.25 dargestellt.

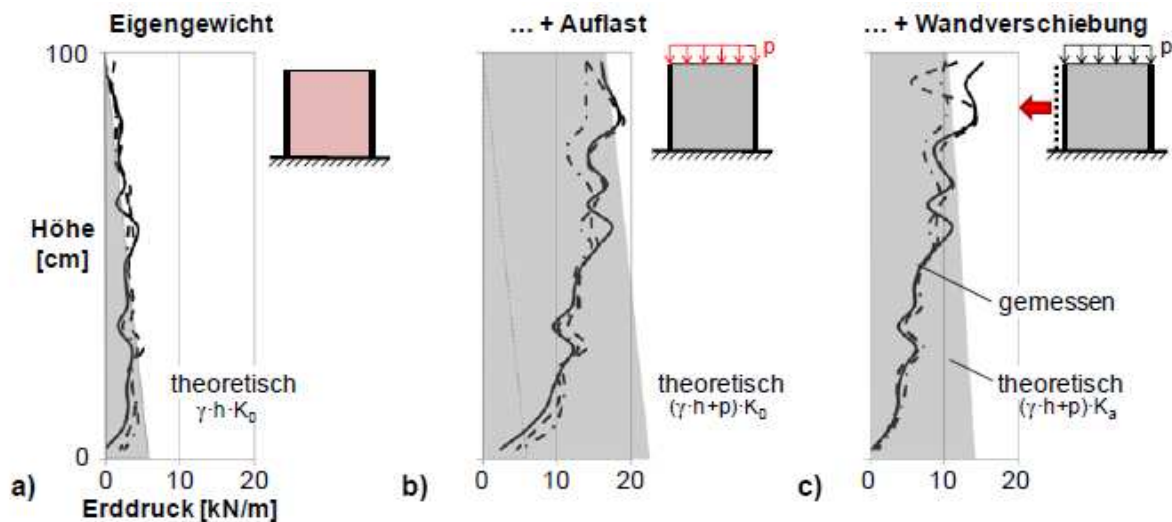


Abbildung 3.25 Theoretische und gemessene Erddruckverteilung des unbewehrten Bodens [5]

Für Fall a) stimmt die theoretische Erddruckverteilung mit der gemessenen Erddruckverteilung außer im Bereich der Bodenplatte gut überein. Für Fall b) ist die Erddruckverteilung im oberen Bereich nahezu identisch, jedoch nimmt mit zunehmender Tiefe die gemessene Erddruckverteilung ab, was darauf zurückzuführen ist, dass sich der Boden an den Seitenflächen aus Glas aufhängt. Für Fall c) kann aufgrund der Wandverschiebung eine geringere, mit der Tiefe abnehmende Erddruckverteilung festgestellt werden, wobei hier ebenfalls nur im oberen Bereich die theoretische und die gemessene Erddruckverteilung in derselben Größenordnung liegen.

Der Einfluss des Bewehrungsgrades auf die Erddruckverteilung ohne Anschluss der Geogitter am Facing ist in Abbildung 3.26 für eine horizontale Verschiebung des Facings von 2 mm dargestellt. Im Bereich der Bewehrung wird der Erddruck deutlich reduziert. Bei mehrlagiger Bewehrung ist der Erddruck zwischen den Bewehrungen im Vergleich zum Erddruck an den Bewehrungslagen größer, wobei der Erddruck zwischen den Bewehrungslagen mit

3.1 Tragverhalten von Geogittern

zunehmender Bewehrungslage soweit reduziert wird, dass der Erddruck praktisch keine Sprünge mehr aufweist.

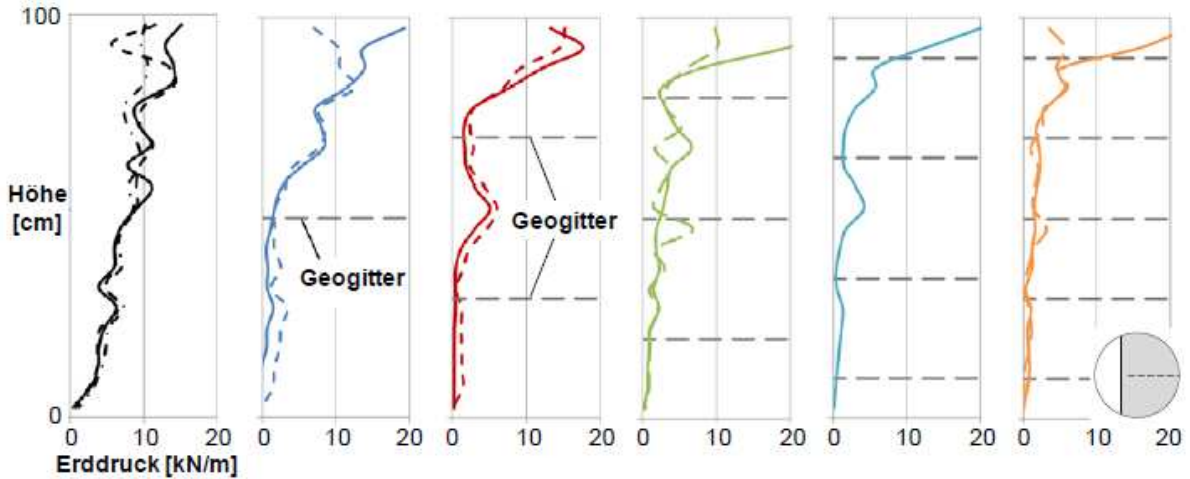


Abbildung 3.26: Erddruckverteilung am Facing bei unbewehrten und verschiedenfach geogitterbewehrtem Boden nach 2 mm Wandverschiebung (durchgezogene Linien: $J = 700 \text{ kN/m}$, gestrichelte Linien: $J = 1155 \text{ kN/m}$) [5]

Abbildung 3.27 zeigt außerdem den Einfluss eines Anschlusses der Geogitter am Facing auf die Erddruckverteilung für eine einlagige und zweilagige Bewehrung. Hier ist deutlich erkennbar, dass nach 2 mm Wandverschiebung der Anschluss der Geogitter am Facing die Erddruckverteilung kaum beeinflusst.

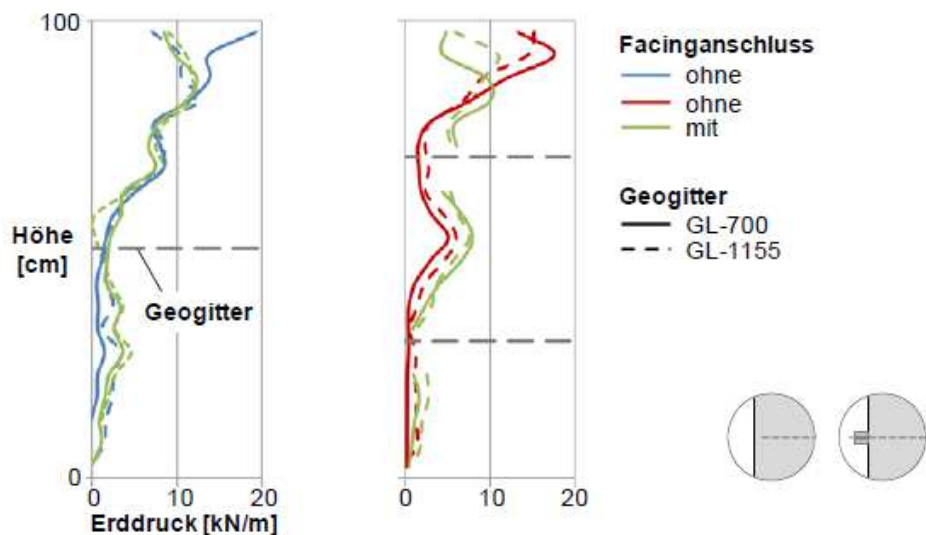


Abbildung 3.27: Erddruckverteilung bei 1-fach und 2-fach geogitterbewehrten Probekörpern ohne und mit Facinganschluss nach ca. 2 mm Wandverschiebung (durchgezogene Linien: $J = 700 \text{ kN/m}$, gestrichelte Linien: $J = 1155 \text{ kN/m}$) [5]

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Neben dem Einfluss auf die Erddruckverteilung ist auch die Bodenverformung bzw. Scherfugenentwicklung bei geogitterbewehrten Böden von besonderem Interesse. In Abbildung 3.28 a) sind die ermittelten Scherfugen der Versuche für den unbewehrten, den zweifach bewehrten und den fünffach bewehrten Probekörper anhand der Partikelrotationen dargestellt. Hier lässt sich erkennen, dass die Scherfugenausbildung mit zunehmendem Bewehrungsgrad näher am Facing liegt. Daraus resultiert, dass weniger Boden abgleitet und somit ein geringerer Erddruck auf das Facing wirkt. Die horizontalen Partikelverschiebungen in Abbildung 3.28 b) bestätigen dies [5].

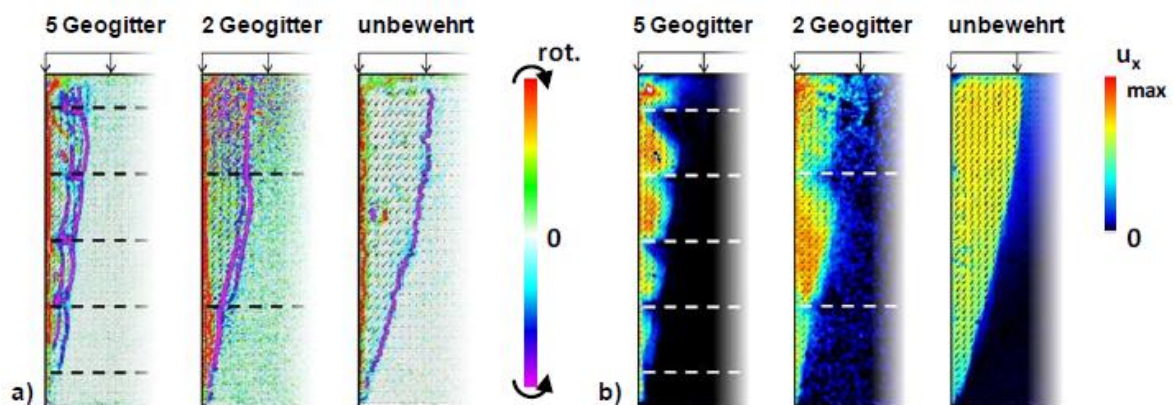


Abbildung 3.28: Scherfugenentwicklung in unbewehrten, 2-fach bewehrten und 5-fach bewehrten Probekörpern nach 10 mm Wandverschiebung, a) Partikelrotationen, b) horizontale Partikelverschiebungen [5]

Abbildung 3.29 zeigt zusätzlich eine Detailansicht der Scherfugen aus Abbildung 3.28. Hier ist deutlich zu erkennen, dass der unbewehrte Boden nur eine Scherfuge aufweist, während der bewehrte Boden mehrere Scherfugen zum Vorschein bringt. Das Interessante hierbei ist, dass die Scherfugen im bewehrten Probekörper nahezu senkrecht zur Bewehrungslage verlaufen.

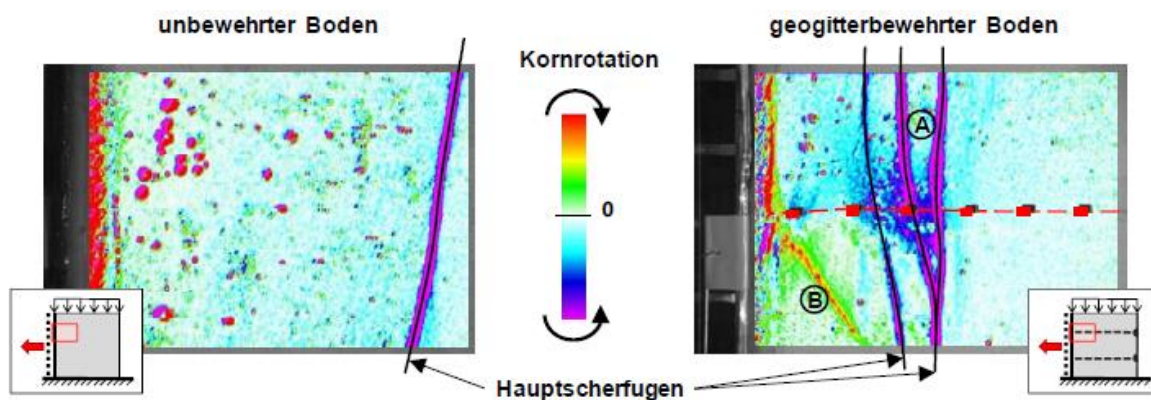


Abbildung 3.29 Scherfugen in Detailausschnitten im unbewehrten und geogitterbewehrten Boden [5]

3.1 Tragverhalten von Geogittern

Ruiken [5] fasste seine gewonnenen Erkenntnisse zum kinematischen Verhalten für den geogitterbewehrten Boden für den Fall, dass die Geogitter nicht am Facing angeschlossen sind, in Abbildung 3.30 zusammen. Der Einfluss der Geogitter auf den Erddruck äußert sich dabei in zwei wesentlichen Punkten [5]:

- 1) Bei großen Verformungen verlagern sich die Gleitflächen mit zunehmendem Bewehrungsgrad immer näher zum Facing, wodurch immer weniger Boden abgleitet. Aufgrund dessen übt der kleinere „primäre“ Gleitkörper weniger Erddruck auf das Facing aus im Vergleich zum „normalen“ Gleitkörper des unbewehrten Bodens.
- 2) Die „sekundären“ Gleitkörper sind die Bereiche innerhalb des primären Gleitkörpers und können nicht durch die Bewehrung gestützt werden, sodass diese den verbleibenden Erddruck auf das Facing ausüben, wobei die Größe der sekundären Gleitkörper abhängig ist vom vertikalen Lagenabstand der Geogitter und den bodenmechanischen Eigenschaften des Verfüllbodens.

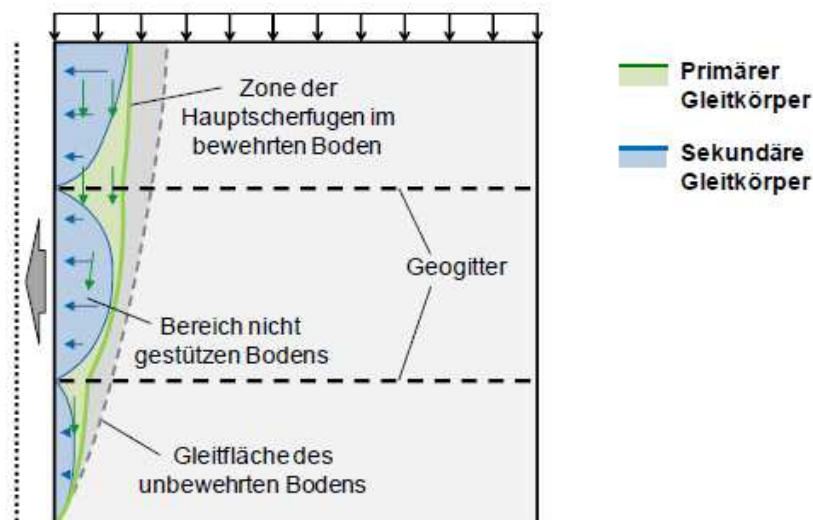


Abbildung 3.30 Kinematisches Verhalten des unbewehrten und des geogitterbewehrten Bodens ohne Anschluss der Geogitter am Facing [5]

Für den Fall, dass die Geogitter am Facing angeschlossen waren, wurden die horizontalen Verschiebungen des Facings reduziert, sodass sich beim Versuch keine Scherfuge ausbilden konnte. Nur für den Probekörper mit einem am Facing angeschlossenem Geogitter der geringeren Dehnsteifigkeit von $J_{0-2\%} = 700 \text{ kN/m}$ war gegen Versuchsende bei einer horizontalen Verschiebung von $u_x > 3 \text{ mm}$ ansatzweise die Entstehung einer Scherfuge zu erkennen [5].

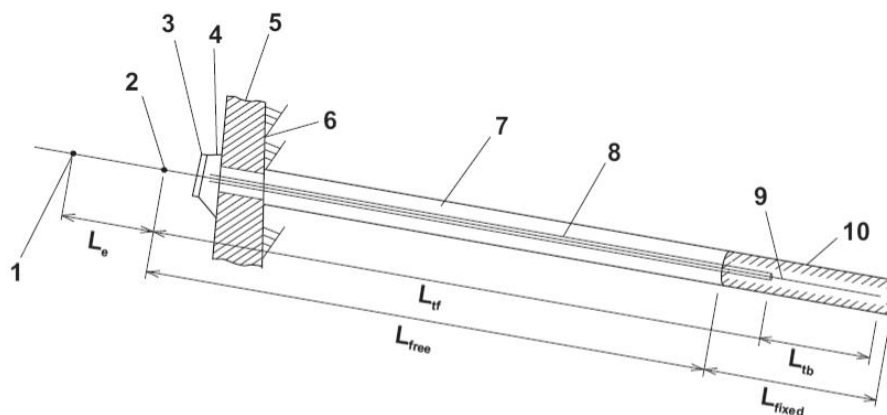
3.2 Tragverhalten von Verpressanker

Um Geogitter als Verankerungselemente im Baugrund zu nutzen und um das Tragverhalten prognostizieren zu können, wird in den folgenden Unterkapiteln zunächst das Tragverhalten von Anker am Beispiel eines Verpressankers verdeutlicht.

Für die Standsicherheit von Verbauwänden kommen in der Regel Verpressanker zum Einsatz, die im Allgemeinen dort eingesetzt werden, wo Gewichtskonstruktionen durch Verankerungen im Baugrund ersetzbar sind, wie zum Beispiel:

- Sicherung gegen Auftrieb (Grundwassertröge)
- Sicherung gegen Gleiten (Bauwerke am Hang, Wehre, Felsicherungen)
- Sicherung gegen Kippen (Schornsteine, Türme, Staumauern)
- Verankerung von Zugseilen (Hängebrücken, Seilbahnen, abgespannte Maste)

Verpressanker sind überwiegend auf Zug beanspruchte Bauelemente und bestehen aus Stahlzuggliedern, die in Bohrlöchern von ca. 80 mm bis 150 mm Durchmesser eingebracht und am erdseitigen Ende in einem aus eingepresstem Zementmörtel bestehenden Verpresskörper im Baugrund verankert werden [8] [13]. Abbildung 3.31 zeigt eine Detailansicht eines Verpressankers mit den Bezeichnungen der geometrischen Größen nach DIN EN 1537.



- 1 Verankerungspunkt an der Spannvorrichtung während des Spanns
- 2 Verankerungspunkt am Ankerkopf im Gebrauchszustand
- 3 Auflagerplatte
- 4 Auflager

- 5 Bauteil
- 6 Boden/Fels
- 7 Bohrloch
- 8 Hüllrohr
- 9 Zugglied
- 10 Verpresskörper

L_{tf} freie Stahlänge

L_{free} freie Ankerlänge

L_e Länge des Zugglieds, gemessen von der Verankerung des Zugglieds im Ankerkopf bis zum Verankerungspunkt in der Spannvorrichtung

L_{tb} Verankerungslänge des Zugglieds

L_{fixed} Krafteintragungslänge

Abbildung 3.31 Bezeichnung der geometrischen Größen eines Verpressankers nach DIN EN 1537 [14]

3.2.1 Mechanismus der Kraftübertragung

Die im Bauwerk auftretenden Zugkräfte werden im Bereich der freien Ankerlänge über den Ankerkopf in die Stahlzugglieder und von dort im Bereich der Krafteinleitungslänge über den Verpresskörper in den Baugrund eingeleitet [8] [13]. Die freie Ankerlänge (L_{free}) beschreibt hier den Abstand zwischen der Zuggliedverankerung am Ankerkopf und dem spannsseitigen Ende der Krafteinleitungslänge. Die Krafteinleitungslänge (L_{fixed}) ist dabei die planmäßige Länge des Ankerbereichs, über den die auftretende Zugkraft vom Verpresskörper in den Baugrund abgetragen wird [9]. Abbildung 3.32 verdeutlicht das Prinzip der Verankerung von Verbauwänden mit Verpressanker.

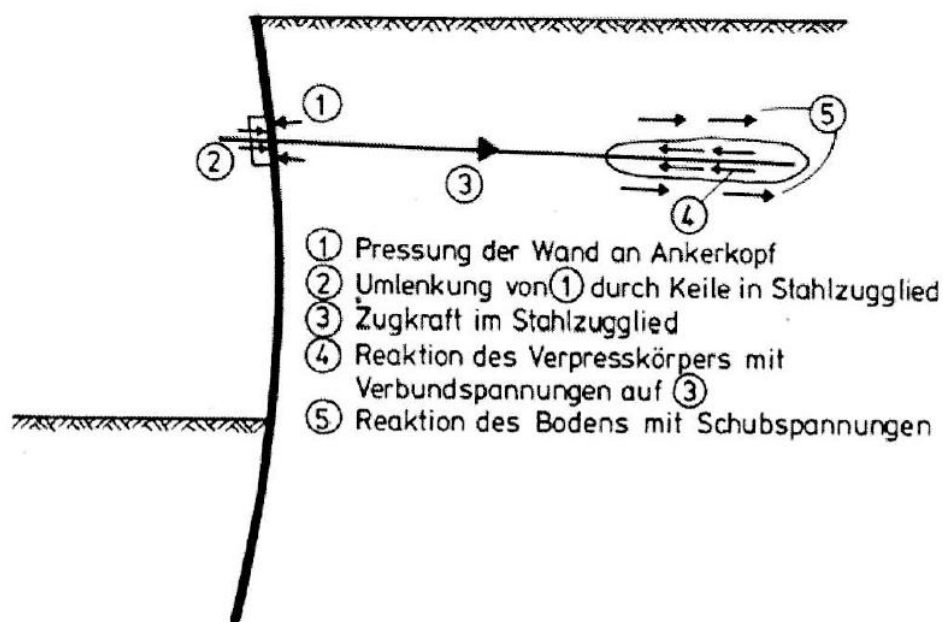


Abbildung 3.32 Wirkungsweise von Verpressankern [8]

Der Großteil des Verbundes zwischen den Stahlzuggliedern und dem Zementmörtelstein entsteht durch eine Verzahnung der Stahlzugglieder, welche in der Regel gerippt sind, mit dem Zementmörtelstein. Dieser Anteil des Verbundes wird Scherverbund genannt. Der übrige Anteil des Verbundes beruht auf Haftung und Reibung an der Grenzfläche der Stahlzugglieder und dem Zementmörtelstein. Letzteres wird auch Haftverbund genannt. Der Haftverbund wird bei dynamischen Beanspruchungen bzw. häufigen Lastwiederholungen stark reduziert und im schlimmsten Fall auf null herabgesetzt, sodass der Gesamtverbund nur noch aus dem Scherverbund besteht [11]. Der Haftverbund wird im Rahmen von Grundsatzprüfungen untersucht und nachgewiesen. Hierbei wird speziell das Rissbild aufgrund der Längsrisse, der Querrisse und der Öffnungsweite der Risse im Verpresskörper ermittelt. Die Öffnungsweite

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

der Risse hierbei ist maßgebend für die Ausbildung des Korrosionsschutzes im Bereich der Verpresskörper [12].

Die Tragfähigkeit von Verpressanker wird in [12] eingeteilt in die Tragfähigkeit der Stahlzuglieder und die bodenmechanischen Tragfähigkeit, wobei die Tragfähigkeit der Stahlzuglieder aufgrund des vorhin genannten Verlustes des Haftverbunds bei dynamischer Belastung nochmals unterteilt wird in eine überwiegend ruhende Belastung und eine überwiegend nicht ruhende bzw. dynamische Belastung, da die Dauerschwingfestigkeit bei Spannstählen unter der statischen Zugfestigkeit liegt. Aus diesem Grund müssen die Verpressanker je nach Lastfall mit unterschiedlichen Sicherheitsbeiwerten bemessen werden. Für die vorliegende Arbeit ist nicht die Bemessung von Verpressankern von Bedeutung, sondern die bodenmechanische Tragfähigkeit und das Tragverhalten bzw. die Interaktion mit dem Boden, um diesbezüglich einen qualitativen Vergleich mit Bewehrungsgittern aus Geokunststoffen anzustellen. Für nähere Informationen zu Verpressankern sei daher auf weitere Fachliteratur verwiesen.

Für die bodenmechanische Tragfähigkeit eines Verpressankers ist die aufnehmbare Schubspannung an der Grenzfläche zwischen Verpresskörper und Boden, welche über Haftung und Reibung auf den Boden übertragen wird, maßgebend. Die hohe Tragfähigkeit von Verpressankern ist auf eine radiale Verspannung des Verpresskörpers im Baugrund zurückzuführen, die ab einer Bodenüberdeckung von 4 m ein Vielfaches der Spannung aus der Bodenaufast beträgt. Als Grund für den Verspannungseffekt werden in [8] [10] [12] [13] folgende zwei Ursachen genannt:

- Der Verpressdruck bei der Ankerherstellung
- Die Dilatanz des Bodens während der Belastung des Ankers

Die im Boden über die Mantelfläche des Verpresskörpers eingeleiteten Schubspannungen bewirken eine Zunahme der horizontalen Spannungen in Richtung der Achse des Verpresskörpers. Diese Zunahme der horizontalen Spannungen bewirkt bei einer teilweise behinderten Querdehnung eine Zunahme der Radialspannungen um den Betrag $\Delta\sigma_{r1}$, ohne die eine Ausbreitung der Spannungen im umgebenden Boden nicht möglich ist (vgl. Abbildung 3.33) [8] [10]. Die Radialspannungen, die bei der Ankerherstellung durch den Verpressdruck entstehen, bauen sich nach dem Verpressvorgang bis auf einen Rest wieder ab. Mit dem Abbindeprozess in nichtbindigen Böden können die Radialspannungen durch Quellvorgänge wieder ansteigen, da die für den Abbindeprozess erforderliche Wasseraufnahme aus dem umliegenden Baugrund zu Quelldrücken führt [12].

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

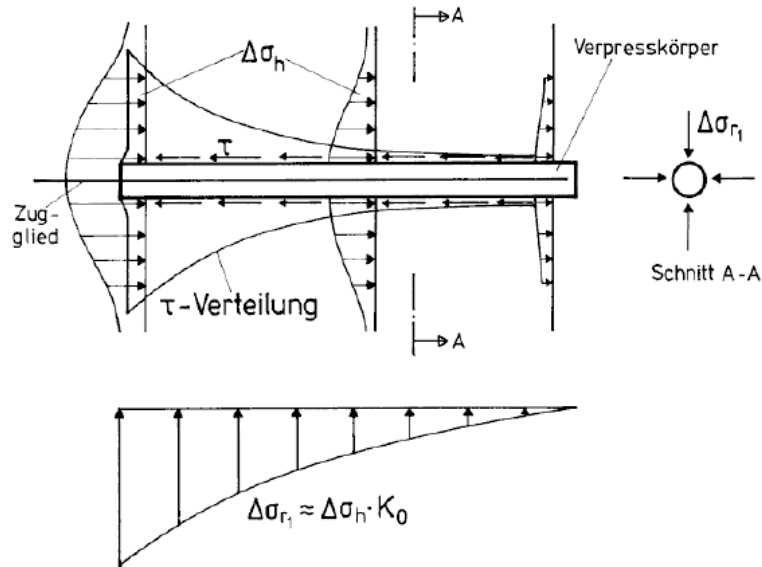


Abbildung 3.33 Zunahme der wirksamen Radialspannungen durch die eingeleitete Schubspannungen [8]

Durch ein fortschreitendes Abscheren während des Belastungsvorgangs in mitteldichten bis dichten, nichtbindigen Böden wird eine Auflockerung bzw. Dilatanz nicht vollständig verhindert. Vielmehr bewirkt die nicht vermeidbare Auflockerung in der dilatanten Scherzone, welche außerhalb der Scherfuge im Bodenbereich liegt, eine Kompression bzw. Kontraktanz des Bodens an der Grenzfläche zwischen Verpresskörper und Boden. Die so entstehende kontraktante Zone bewirkt eine Verformungsbehinderung, die wiederum eine Steigung der Normalspannung auf der Oberfläche des Verpresskörpers zu Folge hat. Die Radialspannungen können aufgrund der Verformungsbehinderung um den Betrag $\Delta\sigma_{r2}$ zu- oder abnehmen, wobei sich dieser Spannungsanteil nur schwer erfassen lässt [8] [10] [12] [13]. Dieser Sachverhalt wird in Abbildung 3.34 veranschaulicht.

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

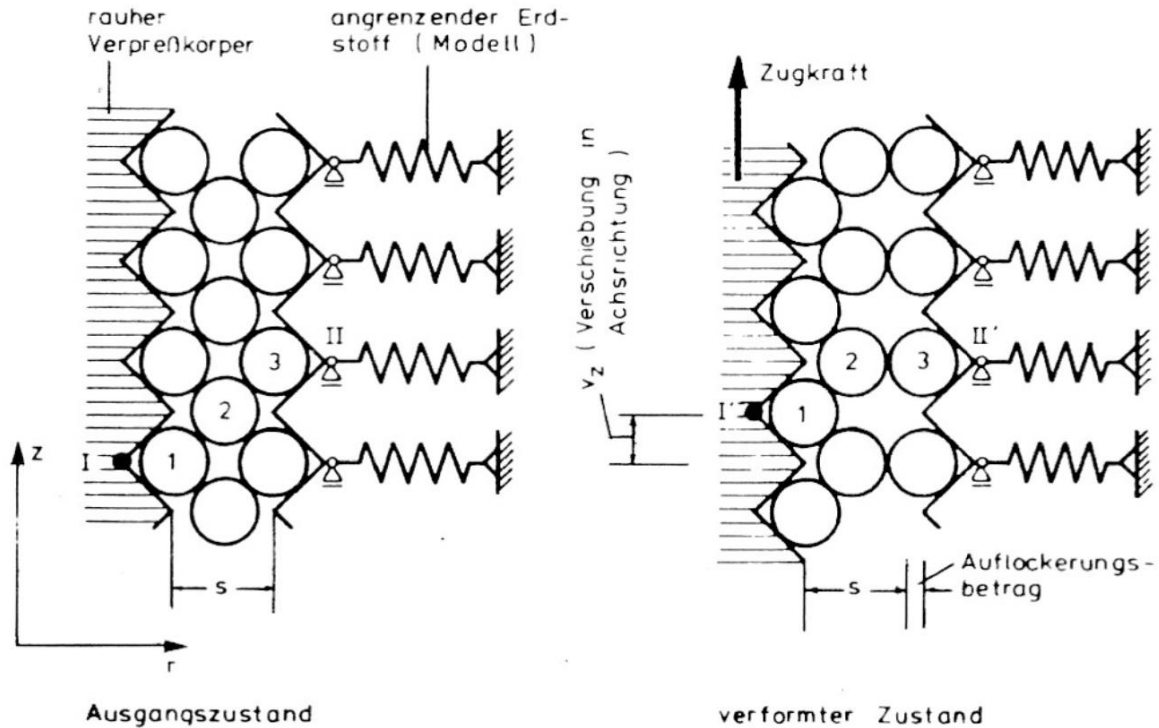


Abbildung 3.34 Modell für die Verspannung eines Ankers infolge einer Auflockerung der Scherfuge [10]

Die Länge des Verpresskörpers hat ab einer gewissen Länge keinen nennenswerten Einfluss mehr auf die Tragfähigkeit von Verpressankern. Dies ist insbesondere bei dichten, nichtbindigen Böden und festen, bindigen Böden der Fall. Bei diesen Bodenarten bilden sich Bereiche mit höherer Mantelreibung aus, welche sich mit zunehmender Last vom luftseitigen Ende zum erdseitigen Ende des Verpresskörpers verschieben [12]. Dieser Sachverhalt wird als sogenannter Reißverschluss effekt beschrieben. Sobald die maximal angesetzten Schubspannungen im Verbund zwischen Boden und Verpresskörper am Anfang der Übertragungslänge im Grenzzustand überschritten werden, tritt der vorhin genannte Reißverschluss effekt ein: hier werden aufgrund der Überschreitung Risse im Anfangsbereich erzeugt, wodurch sich die maximal angesetzte Schubspannung weiter nach hinten verlagert. Dieser Reißverschluss effekt lässt sich durch eine Verlängerung des Verpresskörpers nicht vermeiden, dementsprechend kann auch eine Verlängerung des Verpresskörpers ab einer gewissen Länge die Tragfähigkeit nicht erhöhen [8]. Abbildung 3.35 veranschaulicht den beschriebenen Effekt.

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

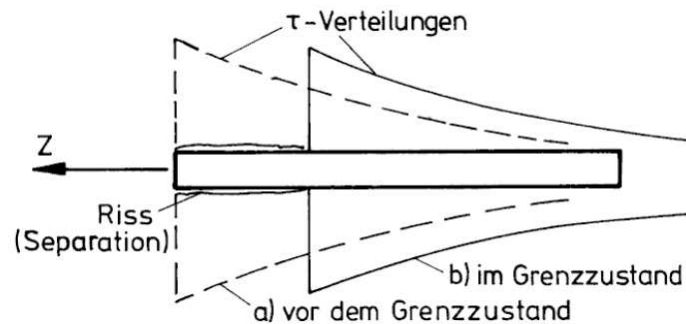


Abbildung 3.35 Verlagerung der maximalen Schubspannungen zwischen Verpresskörper und Boden im Grenzzustand (Ausreißen des Verpresskörpers durch Überschreiten der Hautreibung im Baugrund [8])

Abbildung 3.36 zeigt die Verteilung der Mantelreibung bei einem Verpressanker in mitteldichten und sehr dichten, kiesigen Sand für verschiedene Laststufen. Hieraus lässt sich der oben beschriebene Sachverhalt erkennen. Mit zunehmender Last nehmen die Mantelreibungswerte zu, deren Maximalwerte sich ab einer bestimmten Last bei einer sehr dichten Lagerung in Richtung erdseitigem Ende des Verpresskörpers verschieben. Die maximal aufnehmbare Scherbeanspruchung wird demnach nur in einem bestimmten Abschnitt erreicht und nimmt anschließend bis auf einen Restwert ab; dies wird als progressiver Bruch bezeichnet. Je dichter ein nichtbindiger Boden bzw. je fester ein bindiger Boden, desto ausgeprägter ist dieser Sachverhalt, da mit zunehmender Lagerungsdichte bzw. Konsistenz der Verformungswiderstand im Boden zunimmt, welcher der eingeleiteten Zugkraft im Verpressanker entgegengesetzt wird [12].

Bei mitteldichter Lagerung nehmen demnach die Mantelreibungswerte mit zunehmender Last ebenfalls zu, jedoch ist die Verschiebung der Bereiche höherer Mantelreibungswerte schwächer ausgeprägt im Vergleich zu einer sehr dichten Lagerung. Als bodenmechanische Ursache für die starke Abhängigkeit der Tragfähigkeit von der Steifigkeit bzw. der Lagerungsdichte wird die Änderung der Dichte des Bodens um den Verpresskörper herangezogen, da bei einer Zugbelastung des Verpressankers der Boden eine Scherbeanspruchung aufgrund der Haftreibung an der Grenzfläche erfährt. Dieser Zusammenhang kann anhand eines Scherkraft-Scherverschiebungslinie-Diagramms eines direkten Scherversuches für einen dichten und für einen locker gelagerten nichtbindigen Boden erläutert werden (vgl. Abbildung 3.37).

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

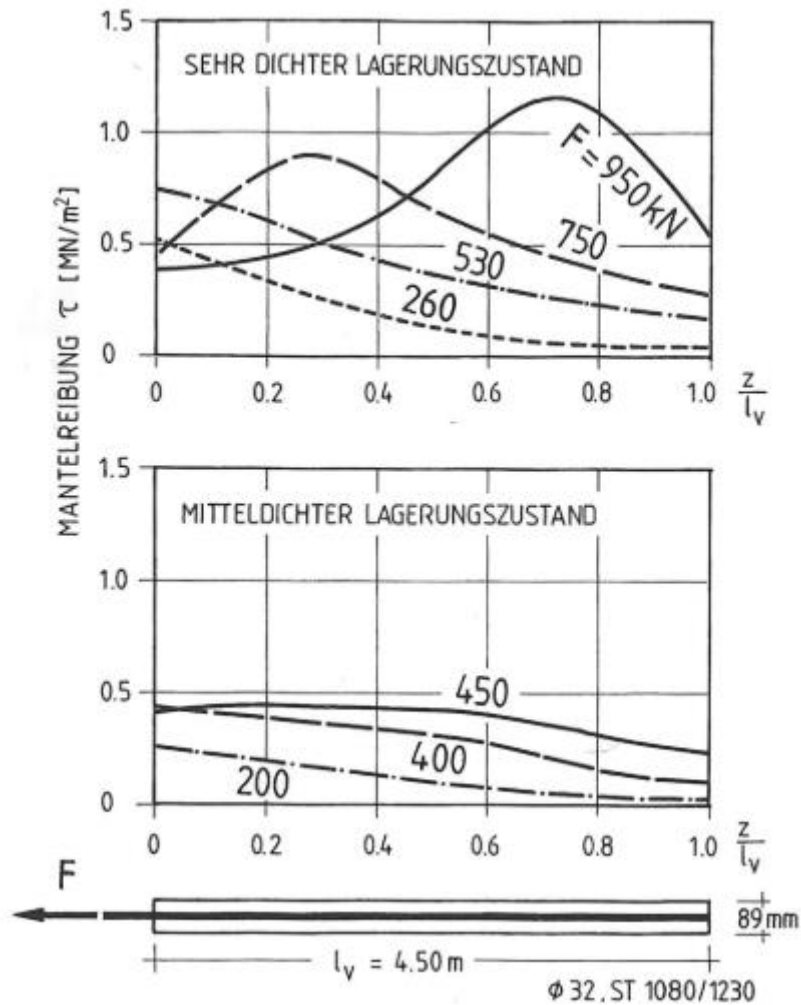


Abbildung 3.36 Verteilung der Mantelreibung bei einem Anker in kiesigem Sand [12]

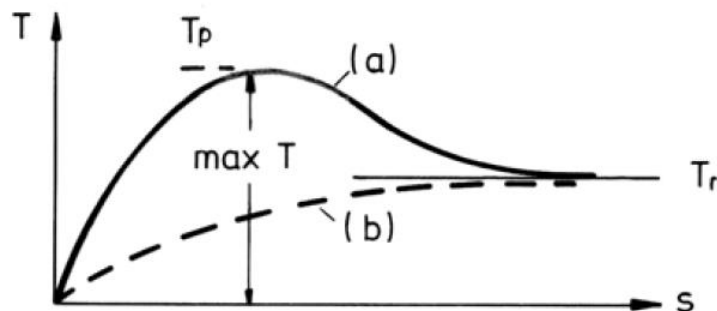


Abbildung 3.37 Verhalten nichtbindiger Böden bei Scherung, a) dichte Lagerung, b) lockere Lagerung [7]

Bei einer dichten Lagerung steigt die Scherkraft-Scherverschiebungslinie mit zunehmender horizontaler Verschiebung sehr schnell an und erreicht ein Maximum, auch „peak“ genannt. Bei weiterer Beanspruchung nimmt sie bis zur Restscherfestigkeit ab und bleibt anschließend

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

über den weiteren Scherweg konstant. Bei einer lockeren Lagerung steigt die Scherkraft-Scherverschiebungslinie langsamer an und erreicht asymptotisch die Restscherfestigkeit. Das bedeutet, dass dicht gelagerte Böden sich bei einer Scherbeanspruchung auflockern und locker gelagerte Böden sich zunehmend verdichten, wobei gegen Ende der Belastung der Boden für beide Lagerungsdichten die Restscherfestigkeit erreicht und die gleiche Dichte (kritische Dichte) aufweist [12].

3.2.2 Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit

In der Regel sind die genauen Bodeneigenschaften und Bodenparameter für Berechnungen der Tragfähigkeit in der Praxis nicht genau bekannt, sodass eine zuverlässige quantitative Erfassung der Kraftübertragung vom Verpresskörper auf den Baugrund mit Rechenansätzen noch nicht möglich ist. Daher ist es in der Praxis üblich, für eine Vorausbestimmung und Dimensionierung der Verpresskörper auf Erfahrungswerte zurückzugreifen. Diese Erfahrungswerte helfen dabei, die bei einer richtig ausgeführten Ankerherstellung erreichbaren Grenzlasten der Verpresskörper im Boden mit Hilfe von Diagrammen abzuschätzen, wobei die so ermittelten Grenzlasten auf der Baustelle durch eine Eignungsprüfung zu bestätigen sind. Die Erfahrungswerte basieren dabei auf die Ergebnisse zahlreicher Grundsatzprüfungen und mehrerer Forschungsprogramme, welche durch die Ergebnisse zahlreicher Eignungsprüfungen bestätigt wurden [8] [13].

Erfahrungsgemäß können nach [13] [19] bei Ankern mit Verpresskörperdurchmessern zwischen 100 bis 150 mm und Verpresskörperlängen zwischen 4 bis 10 m folgende Bruchlasten erreicht werden:

- 1000 kN in bindigen Böden
- 1500 kN in nichtbindigen Böden und
- 4000 kN in Fels

In Abbildung 3.38 sind die Grenzlasten für drei Arten von nicht bindigen Böden in Abhängigkeit von der Krafteinleitungslänge für verschiedene Lagerungsdichten dargestellt. Aus Abbildung 3.38 lassen sich folgende Zusammenhänge bzw. Einflüsse auf die Grenzlasten erkennen, die auch in [10] beschrieben wurden:

- die Grenzlast nimmt mit zunehmender Lagerungsdichte zu
- bei gleicher Lagerungsdichte nimmt die Grenzlast mit der Ungleichkörnigkeit U und mit dem mittleren Korndurchmesser d_{50} zu

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

- ab einer Verpresskörperlänge von ca. 6 bis 7 m nimmt die Grenzlast bei dichten, nichtbindigen Böden unproportional zur Kraftereinleitungslänge zu, sodass größere Verpresskörperlängen nicht wirtschaftlich sind
- Verpresskörperdurchmesser zwischen 100 bis 150 mm haben einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Grenzlast; bei größeren Durchmessern ist eine Abnahme der Grenzlast aufgrund des zunehmenden Verhältnisses von Oberfläche zu Volumen zu erwarten
- die Überlagerungshöhe des Bodens hat ab 4 m keinen Einfluss mehr auf die Grenzlast

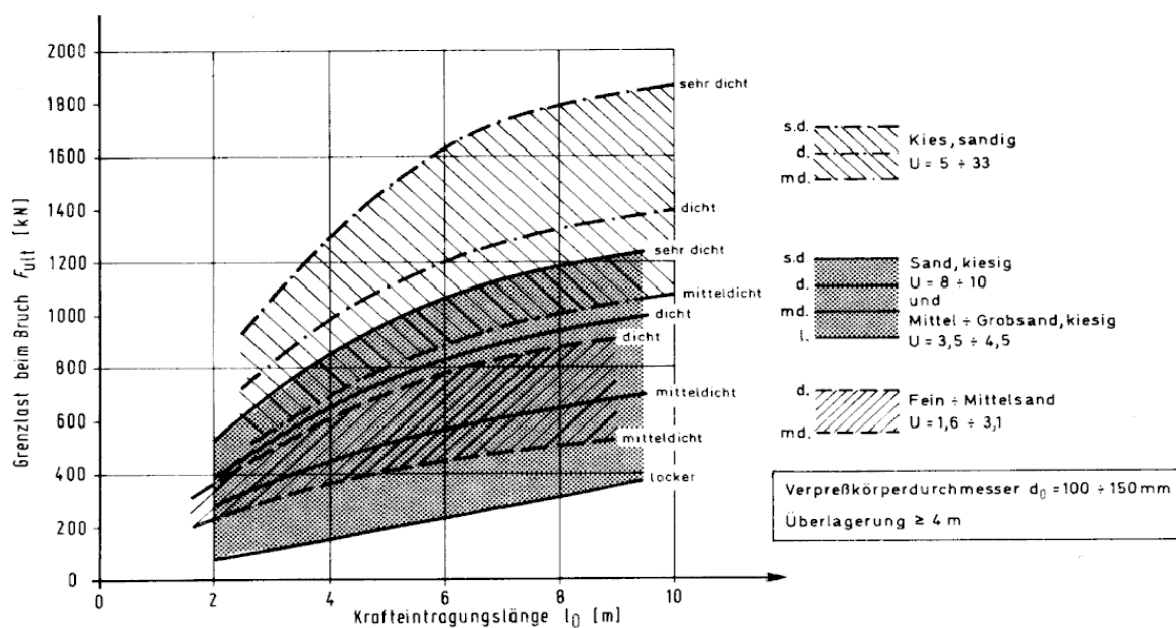


Abbildung 3.38 Grenzlasten von Ankern in nichtbindigen Böden [13]

Da in der Praxis auch häufig Rammsondierungen durchgeführt werden, ist das Diagramm aus Abbildung 3.38 nochmal in Abhängigkeit der Schlagzahl der Standard Rammsonde und der schweren Rammsonde für zwei Bodengruppen in Abbildung 3.29 dargestellt. In [13] wird empfohlen, dass die Grenzlasten in Abhängigkeit der Schlagzahlen der Sondierungen nur zu einer groben Abschätzung der Tragkraft zu verwenden.

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

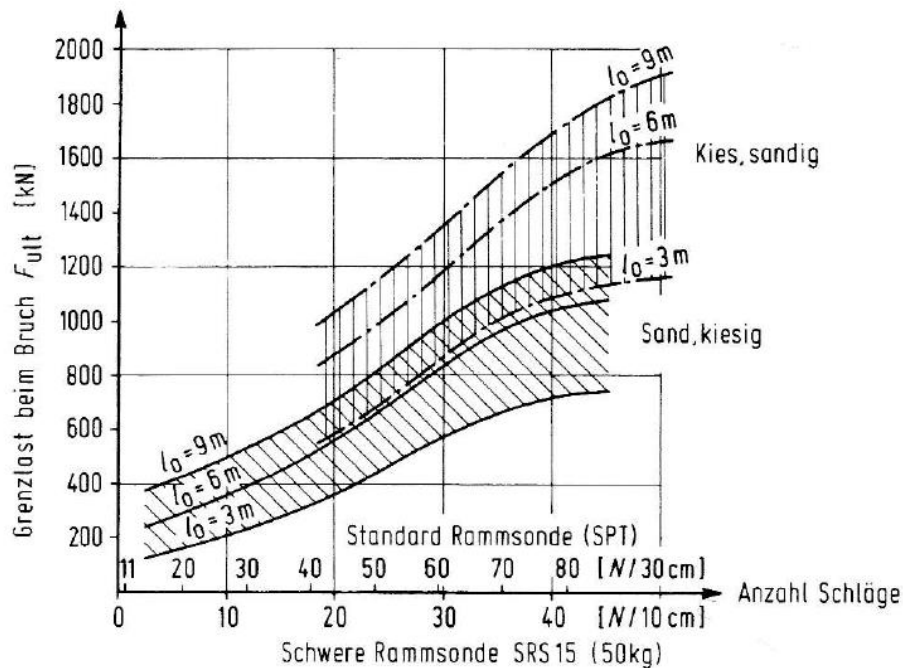


Abbildung 3.39 Abhängigkeit zwischen der Grenzlast von Ankern und dem Eindringwiderstand von Rammsonden in nichtbindigen Böden [13]

In Abbildung 3.30 sind für verschiedene bindige Böden die mittleren Mantelreibungswerte bei der Grenzlast bezüglich der tatsächlichen Verpresskörperoberfläche dargestellt, wobei sich Abbildung 3.30 a) auf Verpressanker mit Nachverpressung und b) auf Verpressanker ohne Nachverpressung beziehen. Aus Abbildung 3.30 lassen sich nach [8] [13] folgende Zusammenhänge bzw. die Einflüsse erkennen, von denen die Tragfähigkeit der Verpressanker in bindigen Böden abhängig ist:

- die Mantelreibung nimmt mit abnehmender Plastizität und mit zunehmender Konsistenz zu
- die Grenzlast nimmt proportional mit der Kräfteinleitungslänge l_0 zu für mittlere Mantelreibungswerte von unter 100 kN/m^2 ; bei Werten von über 100 kN/m^2 nimmt die Grenzlast unterproportional mit der Kräfteinleitungslänge l_0 zu
- Verpresskörperdurchmesser zwischen 100 bis 150 mm haben keinen nennenswerten Einfluss auf die Mantelreibung; die Grenzlast nimmt mit zunehmendem Durchmesser zu
- Durch Nachverpressen kann eine erhebliche Zunahme der Mantelreibung erreicht werden

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

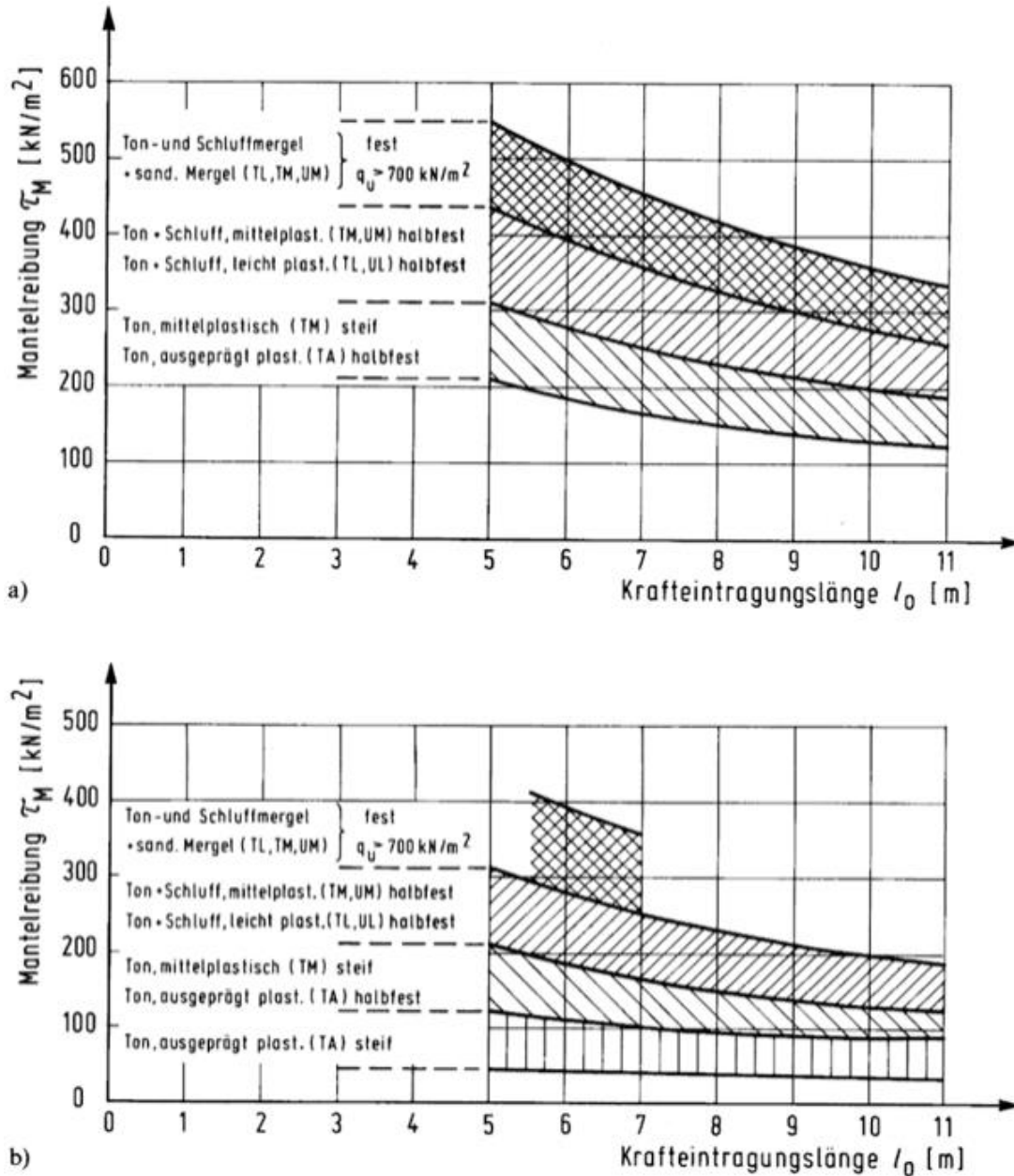


Abbildung 3.40 Grenzwerte der mittleren Mantelreibung bei Ankern in bindigen Böden, a) mit Nachverpressung, b) ohne Nachverpressung [13]

In [12] wird empfohlen, dass für eine Bestimmung der Gebrauchslast die Erfahrungswerte aus den Diagrammen mindestens mit dem Faktor 0,5 abgemindert werden sollen, um eine mögliche Streuung der Parameter des Baugrunds und der technischen Randbedingungen bei der Herstellung der Verpressanker zu berücksichtigen.

3.2.3 Bruchmechanismen und Einfluss auf den Erddruck

Das Tragverhalten einer mit einem Verpressanker rückverankerten Spundwandkonstruktion kann, wie bei einer Geogitterbewehrung, anhand der Bruchmechanismen verdeutlicht werden.

Die Konstruktion kann dabei aus den folgenden Gründen versagen:

- Das Stahlzugglied reißt aufgrund einer nicht ausreichenden Dimensionierung des Stahlquerschnitts
- Der Verpresskörper wird aus dem Boden aufgrund einer nicht ausreichenden Verpresskörperlänge herausgezogen
- Der vom Verpresskörper gehaltene Bodenblock rutscht aufgrund einer nicht ausreichenden Länge des Ankers auf einer Gleitfläche ab (tiefe Gleitfuge, vgl. Abbildung 3.41)

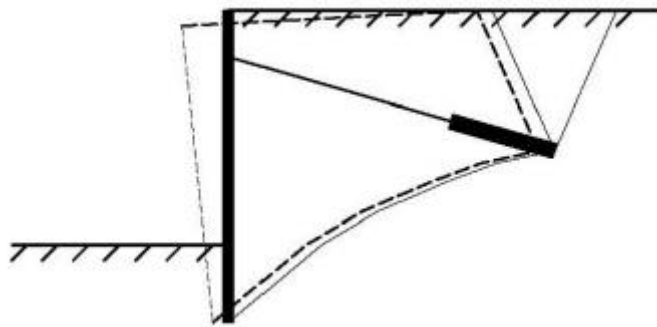


Abbildung 3.41 Abrutschen des verankerten Bodenblocks einer Stützwand (tiefe Gleitfuge) [8]

Von besonderem Interesse ist hier der Bruch in der tiefen Gleitfuge. Durch die konzentrierte Lasteinleitung des Ankers über den Verpresskörper in den umgebenden Boden wird ein Bruchvorgang entlang einer Gleitfuge zwischen Verpresskörper und der Verbauwand eingeleitet. Die so entstehende tiefe Gleitfuge ist gekrümmt und kann durch eine logarithmische Spirale angenähert werden. Über dem Ankerpunkt bildet sich dabei ein aktiver Gleitkeil aus, während gleichzeitig der Boden unterhalb des Ankers sich verspannt (vgl. Abbildung 3.42 links). Die gekrümmte Gleitfläche kann für eine Vereinfachung der Berechnungen gemäß der EAB und der EAU durch eine ebene Gleitfläche ersetzt werden. Als Ausgangspunkt der tiefen Gleitfuge kann die Mitte des Verpresskörpers angenommen werden, solange die Ankerabstände 4 m nicht überschreiten. Bei größeren Ankerabständen ist entweder der Ausgangspunkt in Richtung der Verbauwand zu verlegen oder eine mitwirkende Breite von ca. 4 m zugrunde zu legen (vgl. Abbildung 3.42 rechts) [8].

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

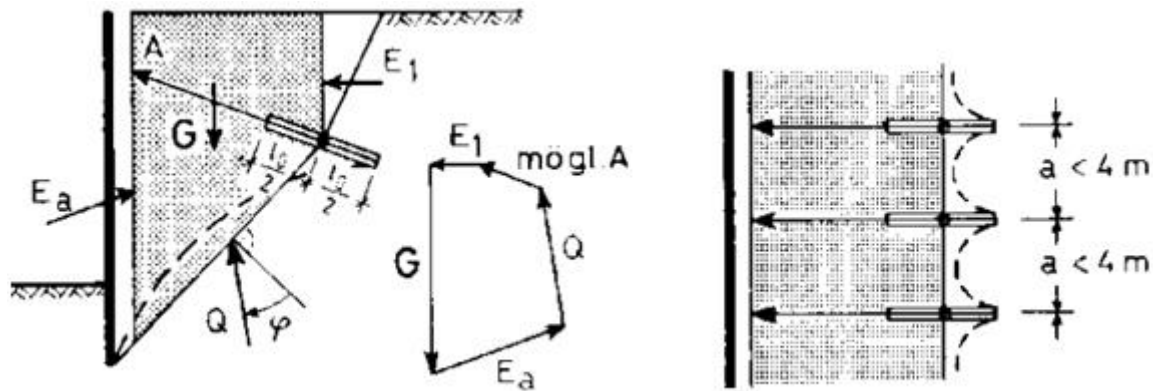


Abbildung 3.42 Bruchmodell der tiefen Gleitfuge [8]

In der EAB und der EAU wird für den Nachweis der Standsicherheit in der tiefen Gleitfuge das Verfahren nach Kranz empfohlen. Bei diesem Verfahren wird angenommen, dass die Verbauwand um ihren Fußpunkt kippt und sich dadurch ein abgleitender Bruchkörper auf einer tiefen Gleitfuge zwischen dem Fußpunkt der Wand und der Verankerung ausbildet. Ferner wird angenommen, dass für Verpressanker der Bruchkörper durch eine vertikale Ersatzwand begrenzt wird, auf die ein aktiver Erddruck wirkt, weil sich oberhalb des Verpresskörpers eine Zone des aktiven Grenzzustandes einstellt [14]. Die unbekannte Ankerkraft kann so durch eine Gleichgewichtsbetrachtung ermittelt werden, wobei die Kohäsion und die Reibung in der Sohlfuge haltende Kräfte und die Ankerkraft und der Erddruck auf der Rückseite der Ersatzwand treibende Kräfte im System sind. Dieses Verfahren wurde ursprünglich für eine auf aktiven Erddruck bemessene, frei aufgelagerte und einfach verankerte Spundwand abgeleitet. Dieses Verfahren darf nach der EAB und der EAU auch bei mehrlagiger Verankerung und dem Ansatz eines erhöhten aktiven Erddrucks angewendet werden [8]. Das Verfahren nach Kranz ist in Abbildung 3.43 dargestellt.

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

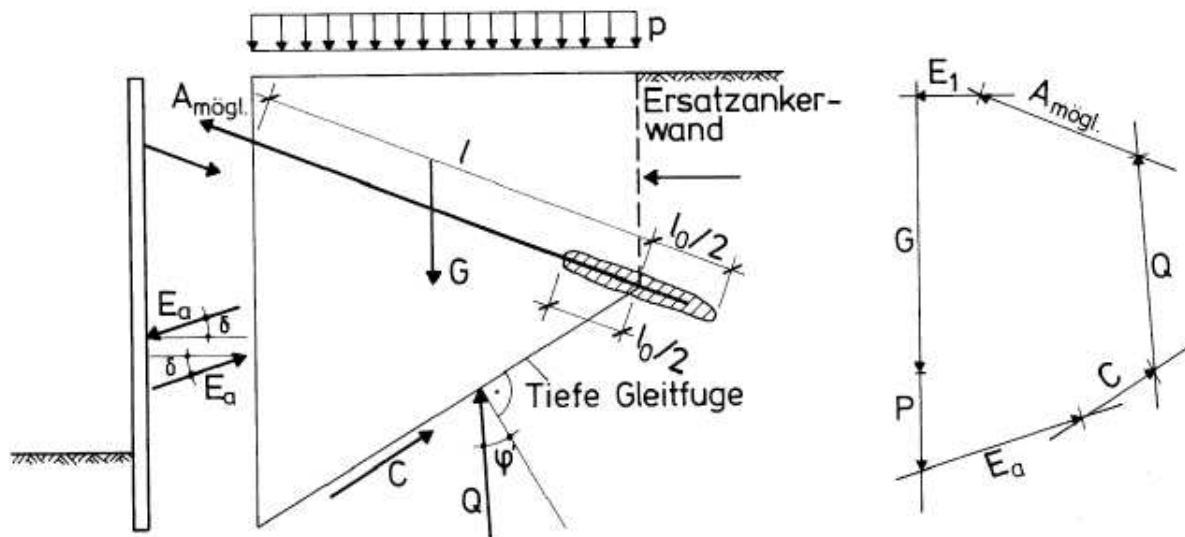


Abbildung 3.43 Verfahren nach Kranz [8]

Für den Fall einer mehrfach rückverankerten Verbauwand ist der Nachweis in der tiefen Gleitfuge für jede Ankerlage zu erbringen, wobei unter Umständen zusammengesetzte Gleitflächen zu untersuchen sind [8]. Für detaillierte Informationen und Berechnungsansätze zum Verfahren nach Kranz sei auf weitere Fachliteratur verwiesen.

Der Einfluss einer Verankerung, insbesondere eines Verpressankers, auf den Erddruck an der Verbauwand ist bisher nicht eindeutig geklärt. Die Erddruckverteilung muss aus ingenieurmäßiger Sicht zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck liegen. In der EAB wird bei verankerten Verbauwänden für eine Bemessung mit dem aktiven Erddruck eine Erddruckumlagerung von der Geländeoberfläche bis zur Baugrubensohle empfohlen. Diese Empfehlung basierte ursprünglich auf eine mit Steifen gestützte Verbauwand, welche auch auf Verankerungen übertragbar ist. Bei der Umlagerung werden nur die Anteile aus Bodeneigengewicht, einer großflächigen Auflast von $p \leq 10 \text{ kN/m}^2$ und gegebenenfalls der Kohäsion berücksichtigt. Die Umlagerung wird damit gerechtfertigt, dass sich in Stützbereichen durch Steifen bzw. Anker Erddruckkonzentrationen und Entlastungen in Wandbereichen zwischen zwei Stützpunkten ausbilden. Dieser Effekt ist geringer, je nachgiebiger die Verbauwand an den Stützpunkten gestützt ist [9].

Gemäß der EAB [25] kann für eine dreifach verankerte Wand wie am Beispiel der Windenergieanlage 17 die Lastfigur aus Abbildung 3.44 angenommen werden. Die obere und die untere Erddruckordinate stehen dabei in einem Verhältnis von 1 : 2 zueinander. Die Resultierende des Erddrucks sollte dabei zwischen dem 0,4-fachen und 0,5-fachen der Wandhöhe liegen. In der Summe muss dabei die umgelagerte Erddruckkraft der theoretischen Erddruckkraft entsprechen.

3.2 Tragverhalten von Verpressanker

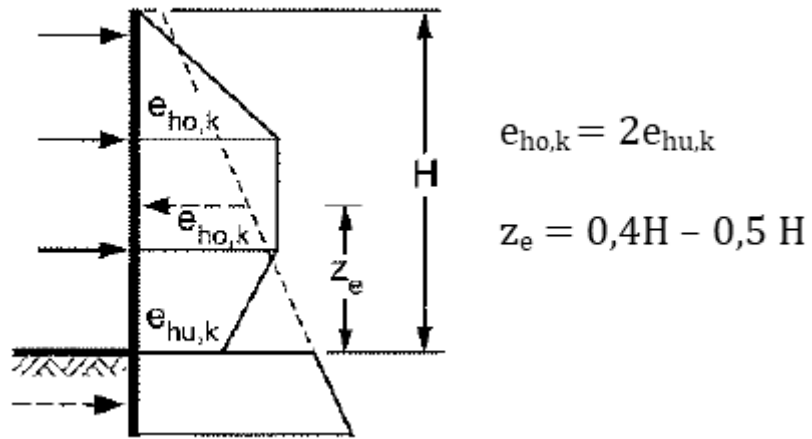


Abbildung 3.44: Erddruckumlagerung gemäß der EAB einer dreifach verankerten Spundwand, modifiziert [25]

3.3 Prognosen zum Tragverhalten von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden

Geogitter wurden bis dato kaum als vorgespannte Verankerungselemente genutzt. Das Tragverhalten ist demnach nicht genau bekannt, sodass im Folgenden der Mechanismus der Kraftübertragung, die Einflussfaktoren auf die Tragfähigkeit und der Bruchmechanismus in Verbindung mit dem Einfluss auf den Erddruck anhand der Kapitel 3.1 und 3.2 prognostiziert und im weiteren Verlauf der Arbeit überprüft werden. Es werden nur Prognosen erstellt, die anhand der Messdaten und anhand des numerischen Modells überprüfbar sind.

- 1) Der Lastabtrag erfolgt über die gesamte Länge der Geogitter durch den Erdwiderstand an den Querschnittgliedern und durch Oberflächenreibung an der Grenzschicht Boden – Geogitter. Im Vergleich zu Verpressankern ist keine vordefinierte Lasteinleitungslänge vorhanden, sodass der Lastabtrag schon im vordersten Bereich der verankerten Geogitter stattfindet. Mit zunehmendem Abstand zur Spundwand nehmen die Zugkräfte bzw. die Dehnungen in den Geogittern ab, folglich wird auch die Kraftübertragung in den Boden mit zunehmender Länge des Geogitters abnehmen.
- 2) Eine hohe Bodendichte bzw. Lagerungsdichte bewirkt sowohl für Verpressanker als auch für Geogitter eine Erhöhung der Tragfähigkeit. Dementsprechend wird sich eine hohe Bodendichte bzw. Lagerungsdichte ebenfalls günstig auf die Tragfähigkeit von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden auswirken.
- 3) Bei mit Verpressankern rückverankerten Spundwänden bewirkt eine Auflast, die an der Spundwand bzw. in unmittelbarer Nähe der Spundwand beginnt, einer Erhöhung der erforderlichen Ankerkraft und somit eine gegebenenfalls geringere Sicherheit bei der tiefen Gleitfuge. Bei Geogittern als flächige Elemente bewirkt eine höhere Auflast stets eine bessere Verbundfestigkeit, die wiederum zu einem Anstieg der Auszugkraft und somit zu einer Erhöhung der Tragfähigkeit führt. Die Entwicklung eines vollständigen Bruchmechanismus mit einem einhergehenden Tragfähigkeitsversagen des gesamten Systems ist somit unwahrscheinlich. Es ist wahrscheinlicher, dass sich lokal Scherfugen ausbilden, die einen Bruchmechanismus andeuten. Der sich andeutende Bruchkörper ist vermutlich eine Art tiefe Gleitfuge. Ein Versagen einzelner Elemente, wie zum Beispiel der Anschluss der Geogitter an die Spundwand, oder ein lokales Versagen des Bodens sind jedoch möglich.
- 4) Ein hoher Verbundbeiwert zwischen Boden und Geogitter wirkt sich günstig auf die Tragfähigkeit aus.
- 5) Die Vorspannung der verankerten Geogitter führt zu einem steiferen Tragsystem, sodass Verschiebungen und Setzungen im System reduziert werden.

3.3 Prognosen zum Tragverhalten von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden

- 6) Die Entwicklung eines vollständigen Bruchmechanismus und somit ein Tragfähigkeitsversagen des gesamten Systems ist unwahrscheinlich, da die Tragfähigkeit der Geogitter durch die Auflast erhöht wird. Es ist wahrscheinlicher, dass sich lokal Scherfugen ausbilden, die einen Bruchmechanismus andeuten. Der sich andeutende Bruchkörper ist vermutlich eine Art tiefe Gleitfuge.
- 7) Der Erddruck auf das Facing bzw. auf die Verbauwand wird bei Verwendung von Geogitterlagen reduziert. Bei Verankerungen bilden sich jedoch Erddruckkonzentrationen in den Stützbereichen und Entlastungen zwischen den Stützbereichen. Daher liegt es nahe, dass bei einer mit Geogittern rückverankerten Spundwand keine Erddruckreduzierung erfolgt, sondern in den Verankerungsbereichen Erddruckkonzentrationen und zwischen den Verankerungsbereichen Entlastungen entstehen.
- 8) Da eine Vorspannung zu einem steiferen Tragsystem und somit zu geringeren Verschiebungen der Spundwand führt, wird der auf die Spundwand wirkende Erddruck erhöht. Der Erddruck muss zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck liegen.

4 Monitoring und Auswertung der Messdaten

Bemessungsberechnungen, die im Vorfeld durchgeführt wurden, ergaben eine ausreichende Tragfähigkeit für die mit Geogittern rückverankerte Spundwandkonstruktion der Windenergieanlage 17. Da jedoch über das Tragverhalten solch einer Konstruktion nicht viel bekannt ist und um die Ergebnisse der Bemessung zu überprüfen, wurde Monitoring eingerichtet, um die auftretenden Kräfte, Verformungen, Setzungen und Dehnungen des gesamten Systems zu messen. Für die vorliegende Arbeit bilden die Auswertung der Messdaten des Monitorings eine geeignete Referenz für die Überprüfung der in Kapitel 3.3 aufgestellten Prognosen bezüglich des Tragverhaltens von mit Geogittern rückverankerten Spundwandkonstruktionen. In den folgenden Unterkapiteln werden zum einen die Messdaten des Monitorings dargestellt und zum anderen das Verfahren der Rückverankerung mit Geogittern und die Aufbringung der Totlast erläutert.

4.1 Messdaten der Spundwandverschiebung

Jede der 34 Windenergieanlagen des Windparks Krammer wurde an einer Uferböschung mit einer zur Uferböschung hin offenen Spundwandkonstruktion erbaut. Die Spundwandkonstruktion bestand aus zwei verschiedenen Spundwänden, die jeweils mit einer unterschiedlichen Einbindetiefe abwechselnd in den Baugrund eingebracht wurden. Verwendet wurden die Spundwände AZ 13-700 mit einer Höhe von 9,5 m und AZ 18-700 mit einer Höhe von 12,5 m. Die folgende Tabelle enthält die Querschnittsflächen und die Trägheitsmomente, aus denen die Dehn- und Biegesteifigkeiten errechnet wurden.

Tabelle 4.1 Daten der Spundwände aus [16]

	Querschnittsfläche A [cm²/m]	Trägheitsmoment I [cm⁴/m]	Dehnsteifigkeit EA [kN/m]	Biegesteifigkeit EI [kNm²/m]
AZ 13-700	134,7	20540	2828700	43134
AZ 18-700	139,2	37800	2923200	79380

Die Höhe der Spundwandkonstruktion bezogen auf den Amsterdamer Pegel (NAP) liegt bei +4,50 m. Der Fußpunkt liegt beim AZ 13-700 bei -5,00 m NAP und beim AZ 18-700 bei -8,00 m NAP. Abbildung 4.1 zeigt die Draufsicht der Konstruktion der Windenergieanlage 17, Abbildung 4.2 zeigt einen Querschnitt der Konstruktion durch die Totlast, welche den Kran unter Vollast simuliert.

4.1 Messdaten der Spundwandverschiebung

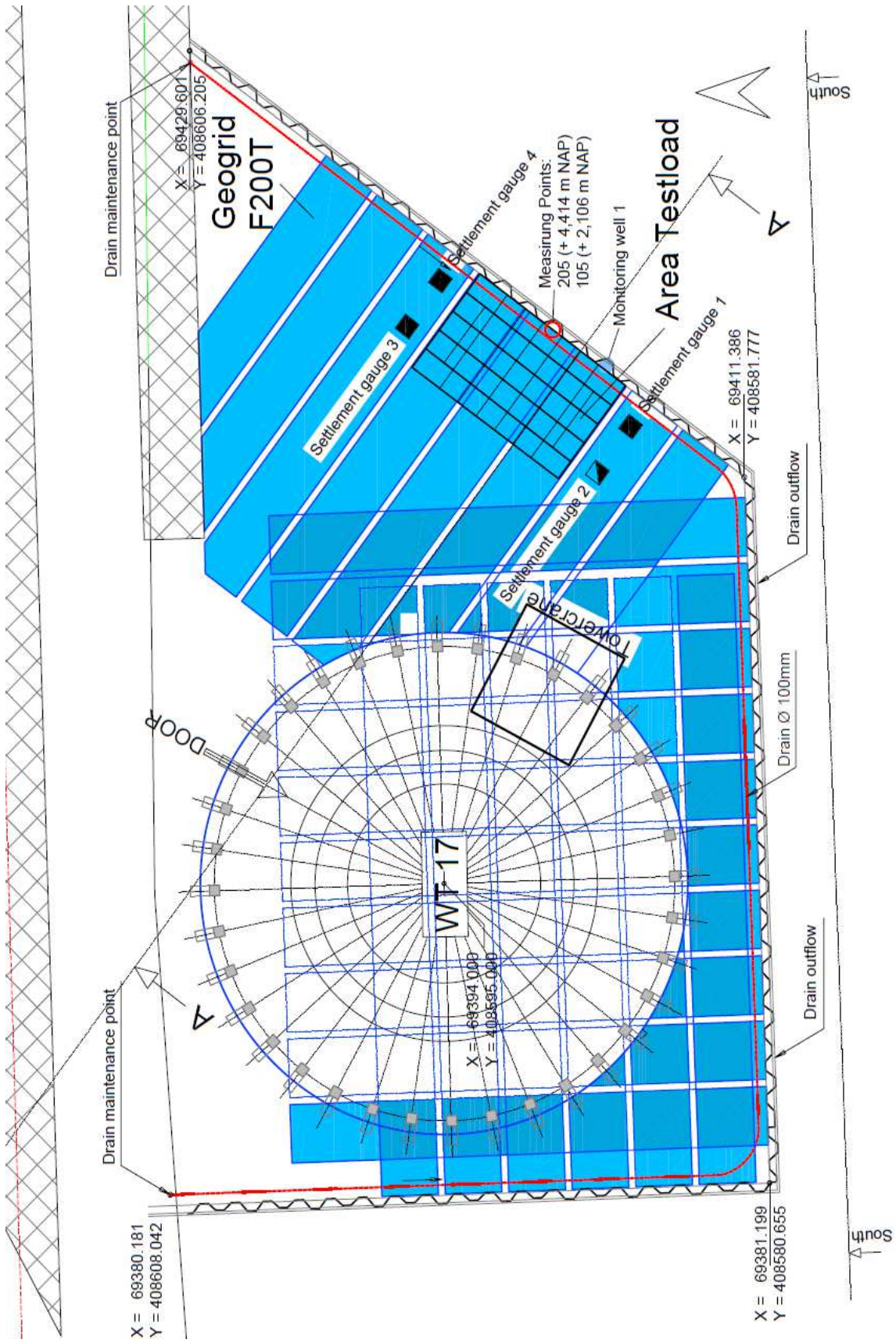


Abbildung 4.1 Draufsicht der Konstruktion der Windenergieanlage 17, modifiziert [28]

4.1 Messdaten der Spundwandverschiebung

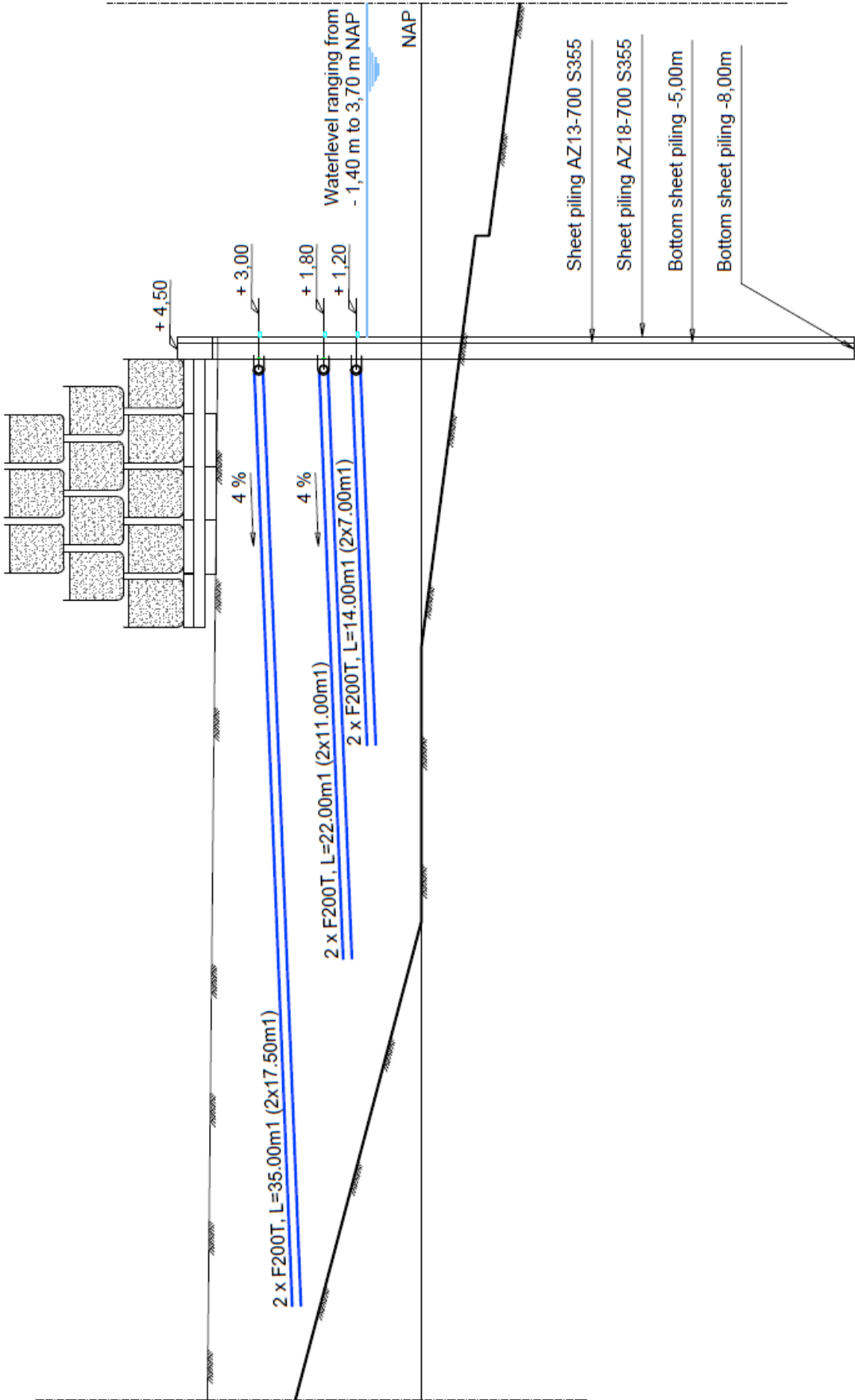


Abbildung 4.2 Querschnitt durch die Totlast, modifiziert [28]

4.1 Messdaten der Spundwandverschiebung

Die Abmessungen der Totlast betragen 3 x 6 Meter, also eine Fläche von 18 m², auf der eine Last von 150 Tonnen wirkt. Dies entspricht einer Linienlast von 81,75 kN/m.

Die Messungen der Spundwandverformung erfolgten an den folgenden Tagen:

- 25.01.2018: Nullmessung
- 29.01.2018 – 1: vor dem Aufbringen der Totlast
- 29.01.2018 – 2: Totlast vollständig aufgebracht
- 02.02.2018: Kontrollmessung
- 06.02.2018: Kontrollmessung
- 13.02.2018: vor Entfernen der Totlast
- 15.02.2018: nach Entfernen der Totlast

Als Messpunkte wurden zwei Fixpunkte in regelmäßigen Abständen mit unterschiedlichen NAP-Höhen entlang des östlichen Spundwandabschnitts auf der äußeren Seite gewählt. Die Messungen erfolgten überwiegend für den östlichen diagonalen Abschnitt der Spundwand, da hier die Totlast aufgebracht wurde. Von besonderer Bedeutung sind hierbei die Punkte 105 und 205, da diese direkt an der Totlast angrenzen und daher die größten Verschiebungen zu erwarten sind (vgl. Abbildung 4.1). Dementsprechend bezieht sich in der vorliegenden Arbeit alles Weitere auf die Verschiebungen der Punkte 105 und 205. Die Messungen erfolgten mittels GPS. Die Verschiebungen wurden ermittelt, indem die Differenz der GPS-Koordinaten der Messpunkte zwischen den jeweiligen Messungen und der Nullmessung gebildet wurde. Laut dem Monitoringbericht [15] liegt die Genauigkeit der Messungen im Bereich von zwei bis drei Millimetern. Tabelle 4.2 enthält die gemessenen Verschiebungen zu den oben genannten Daten. Für die Auswertung der Verschiebungen sind die horizontalen Verschiebungen von Bedeutung. Die Vertikalen Verschiebungen sind vernachlässigbar.

Tabelle 4.2 Gemessene Verschiebungen der Spundwand [15]

Datum	Verschiebungen [mm]					
	Punkt 105 (2,106 m NAP)			Punkt 205 (4,414 m NAP)		
	Δx [mm]	Δy [mm]	Δz [mm]	Δx [mm]	Δy [mm]	Δz [mm]
25.01.2018	-	-	-	-	-	-
29.01.2018 - 1	-3	2	0	0	1	0
29.01.2018 - 2	-4	2	-3	-1	0	0
02.02.2018	0	3	-2	1	0	-3
06.02.2018	0	-3	0	3	-3	0
13.02.2018	-3	1	-2	0	-3	-2
15.02.2018	-1	3	0	0	1	0

Die gemessenen Verschiebungen der Spundwand sind kaum größer als die zu erwartende Messungenauigkeit. Die Verschiebungen beziehen sich auf ein globales Koordinatensystem.

4.1 Messdaten der Spundwandverschiebung

Die gesamte Konstruktion ist nach Norden hin ausgerichtet, sodass eine Verschiebung nach Osten als positive x-Koordinate, eine Verschiebung nach Norden als positive y-Koordinate und eine Verschiebung entgegen der Gravitationsrichtung als positive z-Koordinate definiert wurde. Das numerische Modell wurde in Anlehnung an Abbildung 4.2 erstellt. Es musste daher eine Koordinatentransformation erfolgen, in der die Verschiebungen vom Dreidimensionalen ins Zweidimensionale übertragen werden konnten. Bei der Transformation wurden die Verschiebungen in x- und y-Richtung in einer neuen Koordinate x' zusammengefasst; die z-Koordinate bleibt unverändert. In Tabelle 4.3 sind die transformierten Verschiebungen zusammengefasst.

Tabelle 4.3 Transformierte Verschiebungen der Spundwand

Datum	Transformierte Verschiebungen [mm]			
	Punkt 205 (4,414 m NAP)		Punkt 105 (2,106 m NAP)	
	$\Delta x'$ [mm]	Δz [mm]	$\Delta x'$ [mm]	Δz [mm]
25.01.2018	-	-	-	-
29.01.2018 - 1	-3,6	0	-0,6	0
29.01.2018 - 2	-4,4	-3	-0,8	0
02.02.2018	-1,8	-2	0,8	-3
06.02.2018	1,8	0	4,2	0
13.02.2018	-1,8	-2	1,8	-2
15.02.2018	-2,6	0	-0,6	0

Abbildung 4.3 stellt eine Draufsicht für einen Abschnitt der östlichen Spundwand dar und veranschaulicht beispielhaft die Koordinatentransformation für einen Messpunkt. Der Messpunkt wurde in horizontaler Richtung nach Westen (negativ) und in vertikaler Richtung nach Norden (positiv) verschoben, wie zum Beispiel bei der Messung am 29.01.2018 - 1. Der Neigungswinkel der östlichen Spundwand zur Horizontalen beträgt bei der Draufsicht $\alpha = 53^\circ$. Durch trigonometrische Beziehungen in Abbildung 4.3 errechnet sich die transformierte Koordinate x' zu:

$$x' = \frac{\Delta y}{\cos \alpha} + (\Delta x - \Delta y \tan \alpha) \sin \alpha$$

Hier sei angemerkt, dass die Verschiebungen in Tabelle 4.1 betragsmäßig in die Formel einzusetzen und das Vorzeichen nach der Transformation in Abhängigkeit der Verschiebung anzupassen sind.

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

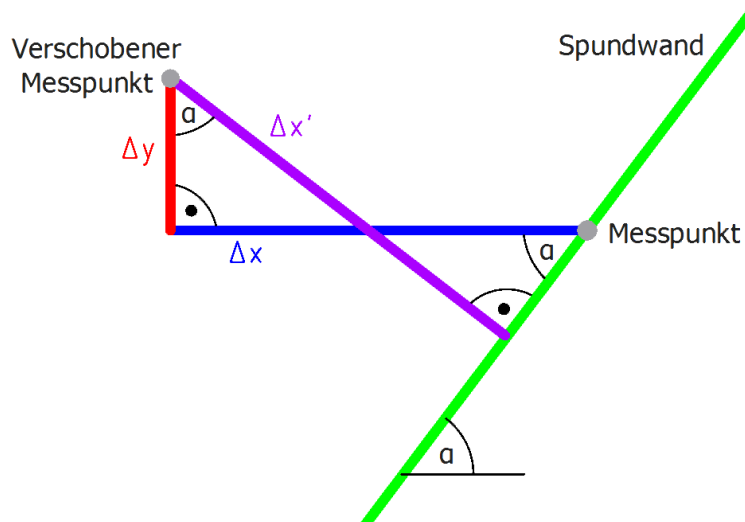


Abbildung 4.3 Beispielhafte Transformation der Koordinaten

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

Die Spundwandkonstruktion wurde lagenweise mit Feinsand verfüllt und mit drei Lagen Geogittern der Sorte F200T, die eine Dehnsteifigkeit von 2800 kN/m aufweisen, bewehrt. Auf die bodenmechanischen Eigenschaften des verwendeten Feinsandes wird in Kapitel 5.2 näher eingegangen. Vor dem Anbringen jeder Geogitterlage wurde der verfüllte Boden stets mit einer Kraft von 20 kN/m² verdichtet. Die Geogitter weisen eine Neigung von 4% auf. Die erste Bewehrungslage wurde bei +1,20 m NAP angebracht, die zweite Bewehrungslage bei + 1,80 m NAP und die dritte Bewehrungslage bei +3,00 m NAP (vgl. Abbildung 4.2). Von besonderer Bedeutung ist hier der Anschluss der Geogitter an die Spundwand. Je 2,8 m Spundwand befinden sich vier U-förmige Stahlbauteile in Höhe der Bewehrungslagen, durch die ein Umlenkrohr mit einer Länge von 2,5 m und einem Durchmesser von 15 cm verläuft. Die U-förmigen Bauteile ragen aus der hinteren Seite der Spundwand raus und sind dort festgeschraubt, sind jedoch durch eine Lockerung der Schrauben in der Lage sich horizontal, das heißt senkrecht zur Spundwandachse, zu verschieben. Zuvor wurde um die Umlenkrolle herum das Geogitter verlegt, sodass jede Geogitterlage im Prinzip aus einer oberen und einer unteren Lage besteht. Anschließend wurde der Zwischenraum des Geogitters auf die Höhe der Umlenkrolle mit dem Verfüllboden verfüllt. Abbildung 4.4 zeigt den Anschluss der Geogitter an die Spundwand und die Sandverfüllung zwischen der so entstehenden oberen und unteren Lage je Geogitter. Tabelle 4.4 verschafft einen Überblick über die Geogitterlagen.

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen



Abbildung 4.4 Anschluss der Geogitter an die Spundwand und Einbau von Sand zwischen den Lagen

Tabelle 4.4 Überblick über die Geogitter mit den jeweiligen Anschlusshöhen an die Spundwand

Nummerierung der Geogitterlagen und Höhe NAP [m]	Bezeichnung der einzelnen Lagen	Anschlusshöhe NAP an die Spundwand [m]	Länge [m]
3: +3,00	3.2 (oben)	+3,075	17,50
	3.1 (unten)	+2,925	17,50
2: +1,80	2.2 (oben)	+1,875	11,00
	2.1 (unten)	+1,725	11,00
1: +1,20	1.2 (oben)	+1,275	7,00
	1.1 (unten)	+1,125	7,00

Vor dem Vorspannen wurden durch die HUESKER Synthetic GmbH Wegaufnehmer an den Geogittern installiert. Am 25.01.2018 erfolgte die Installation der Wegaufnehmer W1 bis W3 in der Geogitterlage 2.1 und der Wegaufnehmer W4 bis W8 in der Geogitterlage 3.1, am 26.01.2018 anschließend die Installation der Wegaufnehmer W9 und W10 in der Geogitterlage 3.2. Die Wegaufnehmer dienen der punktförmigen Messung der Verschiebungen in den Geogittern während der Vorspannung und der darauffolgenden Belastung mit der Totlast. Die gemessenen Verschiebungen wurden dabei in Dehnungen umgerechnet. Die Dehnungen in den Lagen 1.1, 1.2 und 2.2 wurden nicht gemessen. Die Messungen erfolgten automatisch zu unterschiedlichen Takten, die im Bereich von 20 Sekunden bis eine Stunde liegen. Abbildung 4.5 verschafft einen Überblick über die genaue Position der Wegaufnehmer in den Geogittern, Abbildung 4.6 zeigt einen Wegaufnehmer am Geogitter.

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

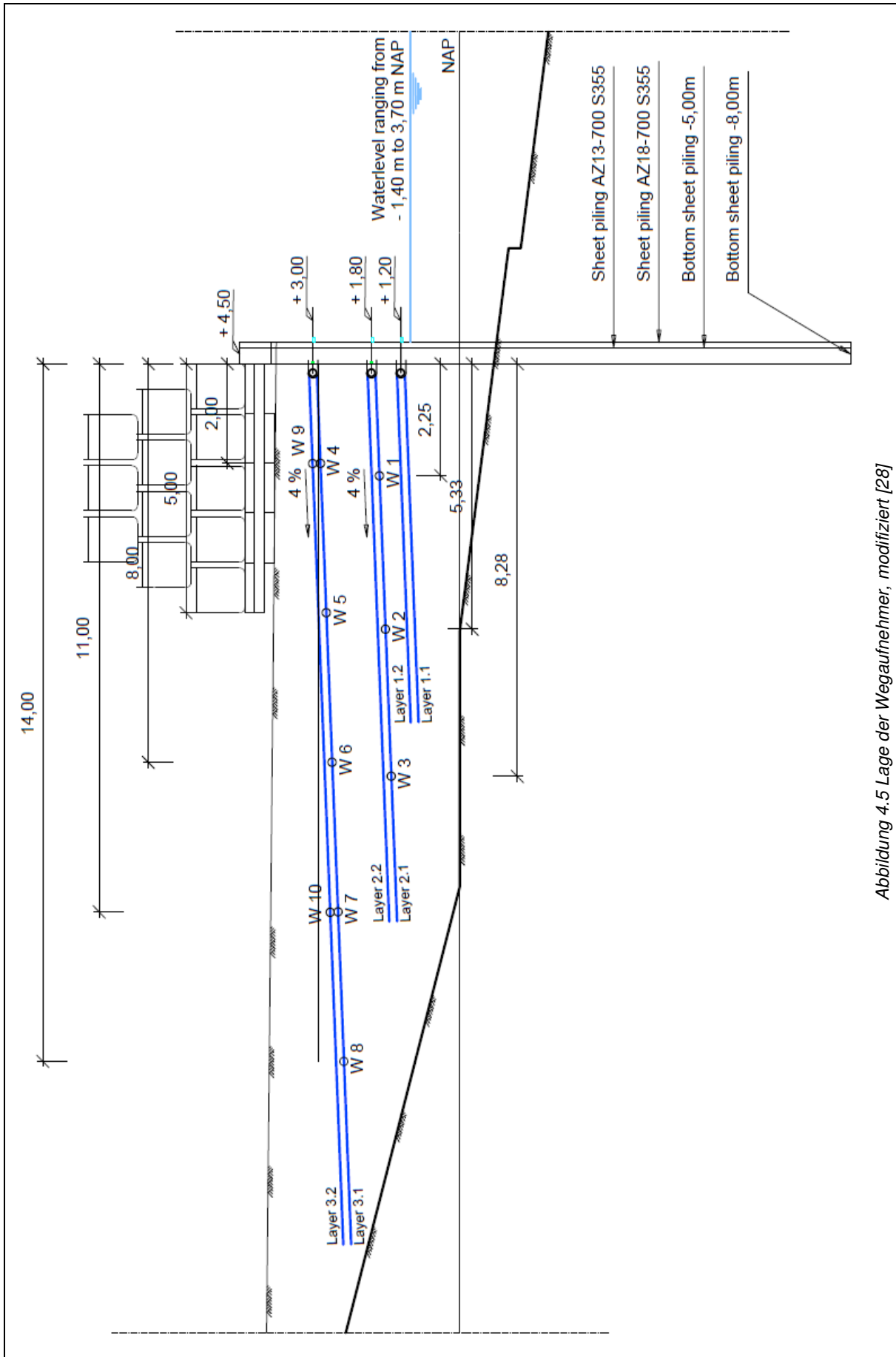


Abbildung 4.5 Lage der Wegaufnehmer, modifiziert [28]

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen



Abbildung 4.6 Installation der Wegaufnehmer am Geogitter (links: ohne Schutzhülle, rechts: mit Schutzhülle)

Im nächsten Schritt erfolgte die Vorspannung der Geogitter. Dies wurde folgendermaßen realisiert: vor dem Vorspannen wurde jeweils Verfüllboden auf die obere Lage eines Geogitters gekippt, wobei die vorderen 2,5 bis 3 m des Geogitters von der Spundwand aus nicht bedeckt wurden (vgl. Abbildung 4.7 links). Die Gewichtskraft des Verfüllmaterials auf das Geogitter wurde benötigt, damit im nächsten Schritt die Vorspannkraft im Geogitter erhalten bleibt und das Geogitter während des Vorspannens nicht wegrutscht. Anschließend wurde vorgespannt, indem die Umlenkrolle zur Spundwand hin um einige Zentimeter verschoben wurde. Dies geschah mit Hilfe eines Baustellenfahrzeugs. Die U-förmigen Stahlbauteile durften währenddessen nicht festgeschraubt sein, sondern horizontal frei beweglich. Nach dem Vorspannen wurden die U-förmigen Stahlbauteile wieder von außen festgeschraubt. Danach wurden die vorderen 2,5 bis 3 m des Geogitters, die zu Beginn nicht mit dem Verfüllboden bedeckt waren, ebenfalls bedeckt (vgl. Abbildung 4.7 rechts). Im Anschluss wurde die gesamte Geogitter-Boden-Lage verdichtet.



Abbildung 4.7 Vorspannen der Geogitter

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

Die Messungen begannen am 25.01.2018 vor dem Vorspannen der mittleren Geogitterlage und liefen bis zum 22.02.2018. Von besonderer Bedeutung sind hier die folgenden Tage:

- 25.01.2018: Vorspannen der mittleren Geogitter
- 26.01.2018: Vorspannen der oberen Geogitter
- 29.01.2018: Aufbringen der Totlast
- 14.02.2018: Entfernen der Totlast

Die Abbildungen 4.8, 4.9 und 4.10 zeigen die Dehnungen für jeden Wegaufnehmer über die Zeit. Aus den genannten Abbildungen wird ersichtlich, dass die Dehnungen aller Wegaufnehmer direkt beim Vorspannen annähernd im maximalen Bereich liegen. Das Aufbringen und das Entfernen der Totlast haben keinen wesentlichen Einfluss auf die gemessenen Dehnungen. Zwischen den oben genannten Zeiträumen scheinen die Dehnungen sich abwechselnd minimal zu verringern bzw. zu vergrößern. Dies kann auf nicht vorhersehbare Einflüsse zurückgeführt werden, wie zum Beispiel schwere Baustellenfahrzeuge, die über die Wegaufnehmer fahren und so die Messungen beeinflussten. Hier fällt auch auf, dass die durch die Vorspannung entstehenden Dehnungen der Wegaufnehmer W1 und W4 im Vergleich zu den anderen Wegaufnehmern in der jeweiligen Geogitterlage am größten sind. Dies ist darauf zurückzuführen, dass die ersten 2,5 bis 3 m der Geogitter beim Vorspannen nicht mit dem Verfüllboden überdeckt waren. Somit war keine Gewichtskraft vorhanden, die die Wegaufnehmer W1 und W4 daran hinderte sich zu verformen.

Dehnungen in der Geogitterlage 2.1

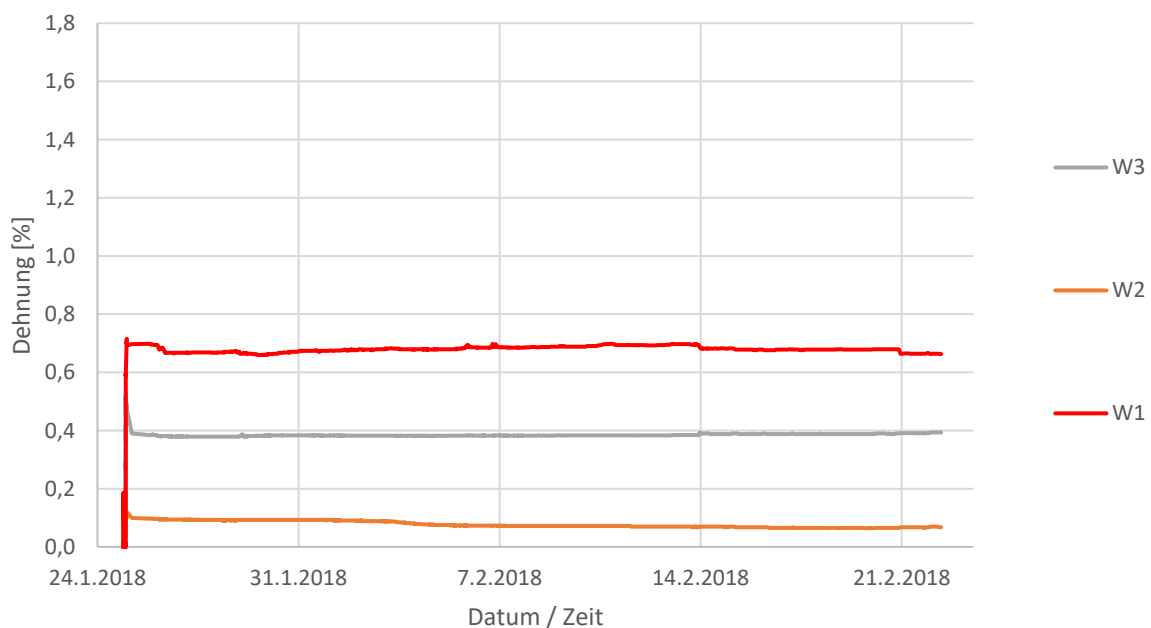


Abbildung 4.8 Dehnungen in der Geogitterlage 2.1

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

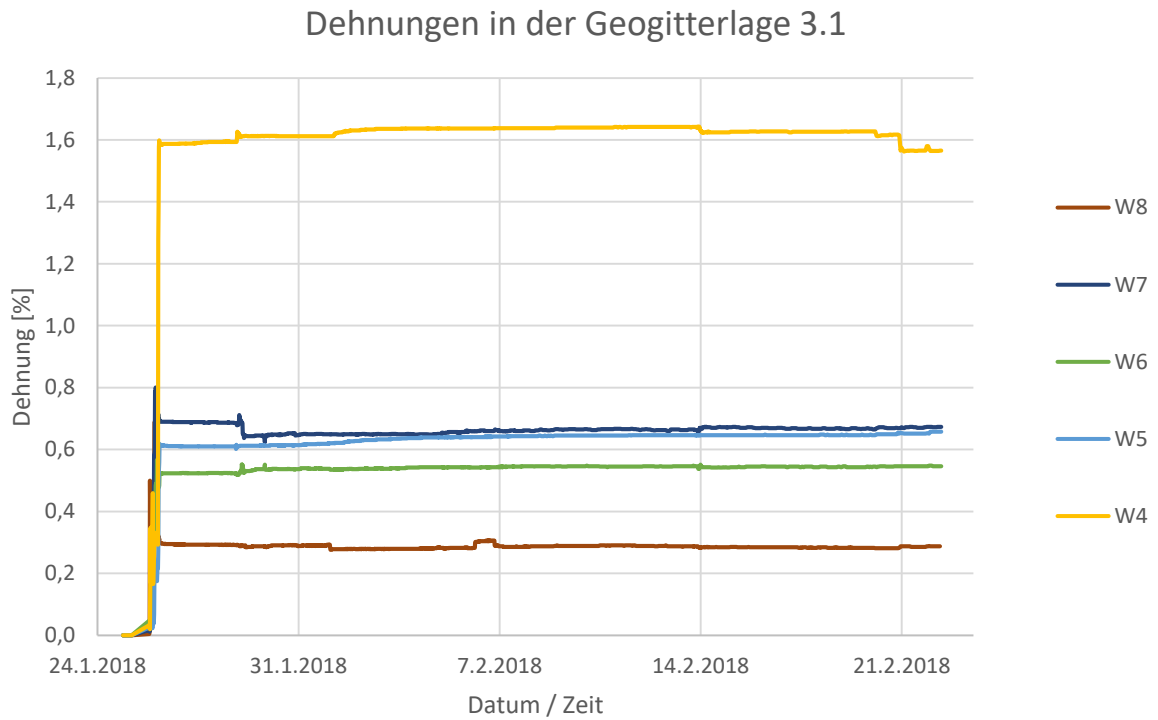


Abbildung 4.9 Dehnungen in der Geogitterlage 3.1

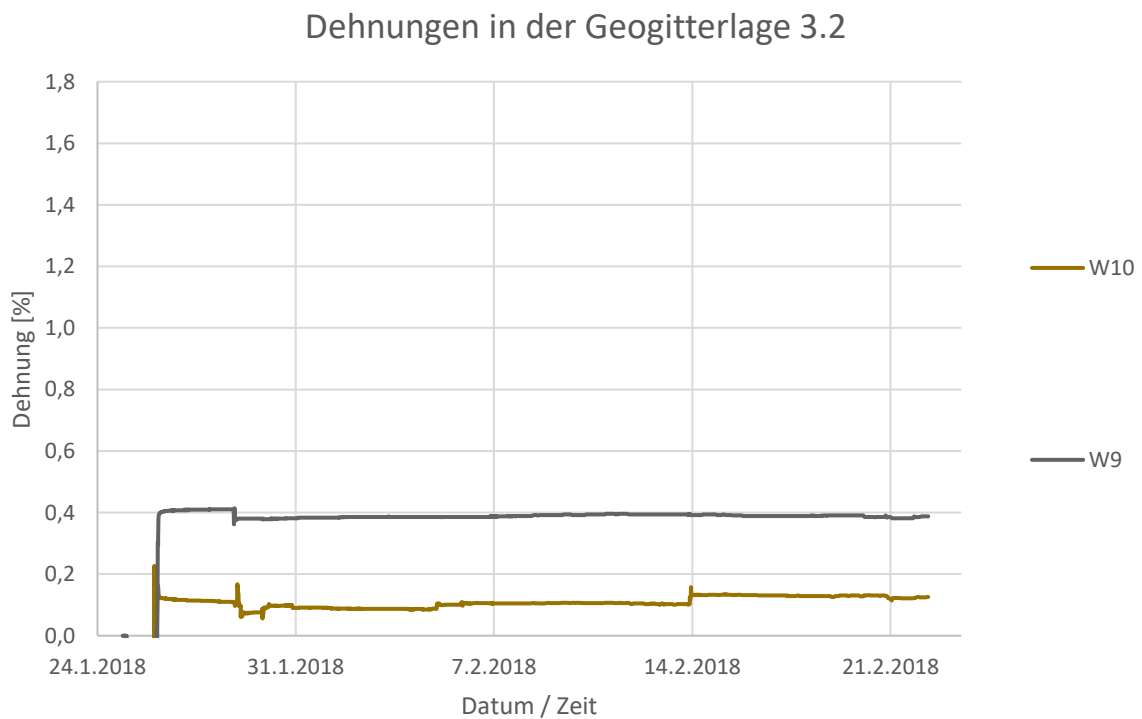


Abbildung 4.10 Dehnungen in der Geogitterlage 3.2

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

Für einen besseren Vergleich mit den Dehnungen aus den numerischen Berechnungen wurden die maximal gemessenen Dehnungen zu den vorhin genannten Daten zu Grunde gelegt. Diese sind in der Tabelle 4.5 zusammengefasst. Aus den Werten in Tabelle 4.5 lassen sich Diagramme erstellen, welche zu den gegebenen Daten die maximal gemessenen Dehnungen in Abhängigkeit der Distanz zur Spundwand aufzeigen. Die Diagramme sind in den Abbildungen 4.11, 4.12 und 4.13 dargestellt.

Tabelle 4.5 Maximal gemessene Dehnungen an den relevanten Tagen aus [17]

Geogitterlage	Wegaufnehmer	Abstand zur Spundwand [m]	Datum	Phase	Max. Dehnung [%]
2.1	W1	2,25	25.01.2018	Vorspannung	0,7152
			29.01.2018	Belastung	0,6733
			14.02.2018	Entlastung	0,6963
	W2	5,33	25.01.2018	Vorspannung	0,1191
			29.01.2018	Belastung	0,0928
			14.02.2018	Entlastung	0,0693
	W3	8,28	25.01.2018	Vorspannung	0,5261
			29.01.2018	Belastung	0,3867
			14.02.2018	Entlastung	0,3927
3.1	W4	2,00	26.01.2018	Vorspannung	1,5984
			29.01.2018	Belastung	1,6261
			14.02.2018	Entlastung	1,6430
	W5	5,00	26.01.2018	Vorspannung	0,6188
			29.01.2018	Belastung	0,6158
			14.02.2018	Entlastung	0,6467
	W6	8,00	26.01.2018	Vorspannung	0,5667
			29.01.2018	Belastung	0,5527
			14.02.2018	Entlastung	0,5509
	W7	11,00	26.01.2018	Vorspannung	0,8006
			29.01.2018	Belastung	0,7133
			14.02.2018	Entlastung	0,6735
	W8	14,00	26.01.2018	Vorspannung	0,6903
			29.01.2018	Belastung	0,2933
			14.02.2018	Entlastung	0,2823
3.2	W9	5,00	26.01.2018	Vorspannung	0,4048
			29.01.2018	Belastung	0,4139
			14.02.2018	Entlastung	0,3939
	W10	11,00	26.01.2018	Vorspannung	0,2267
			29.01.2018	Belastung	0,1673
			14.02.2018	Entlastung	0,1582

4.2 Messdaten der Geogitterdehnungen

Maximale Dehnungen in der Geogitterlage 2.1

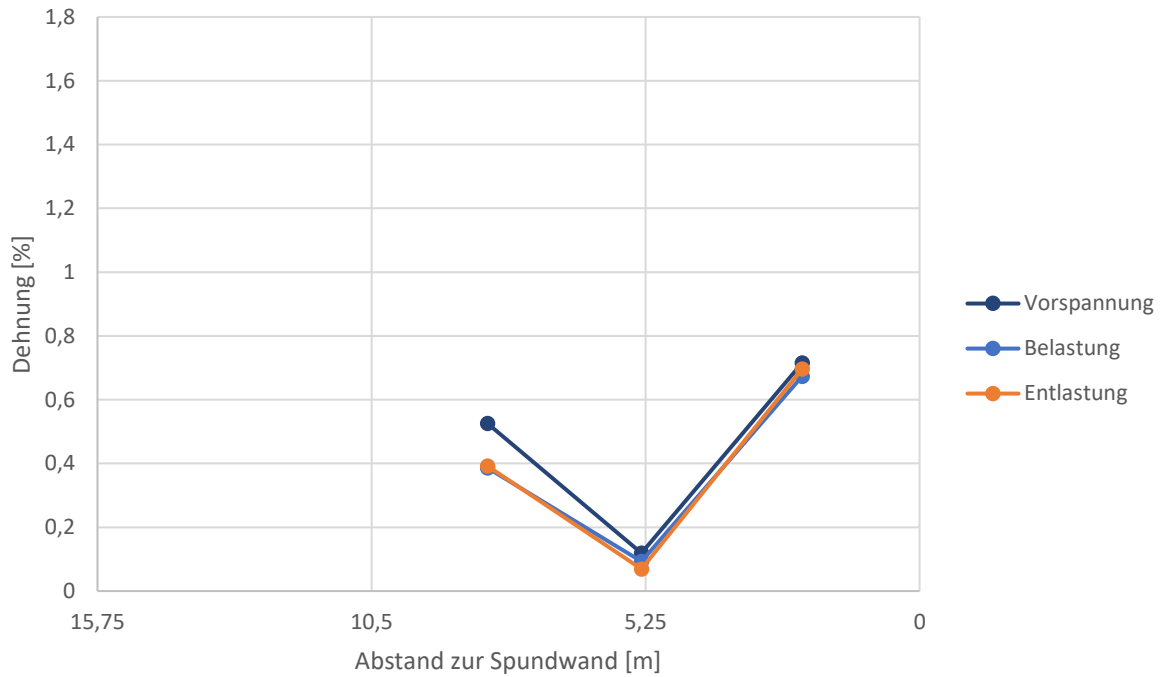


Abbildung 4.11 maximale Dehnungen in der Geogitterlage 2.1

Maximale Dehnungen in der Geogitterlage 3.1

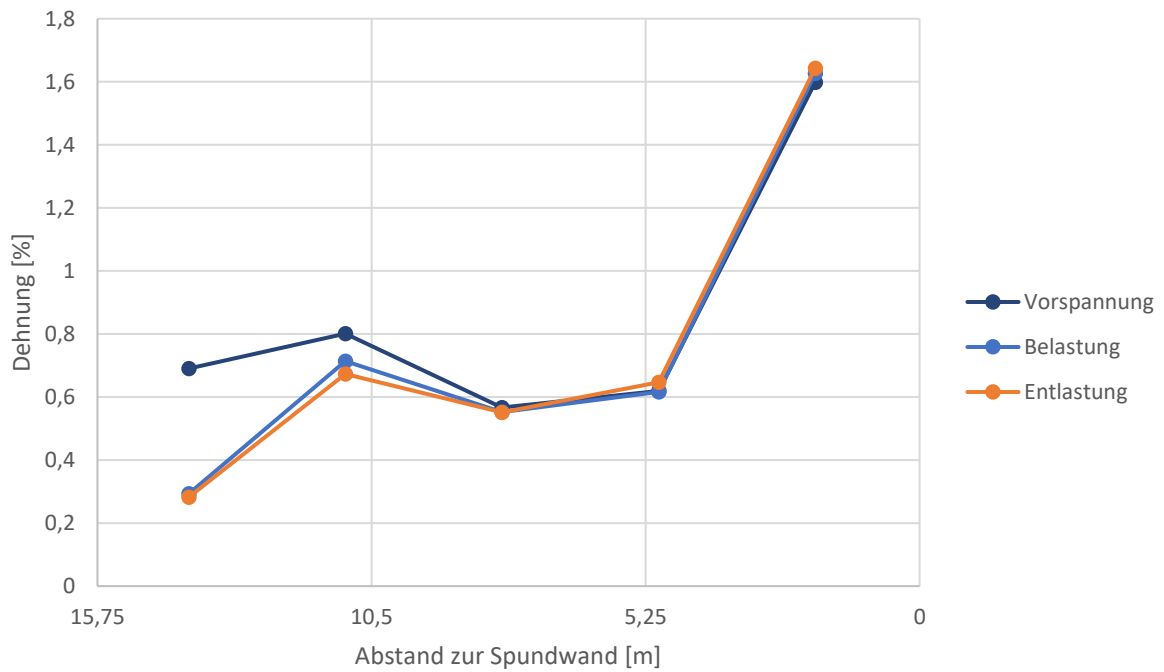


Abbildung 4.12 maximale Dehnungen in der Geogitterlage 3.1

4.3 Messdaten der Setzungen der Totlast

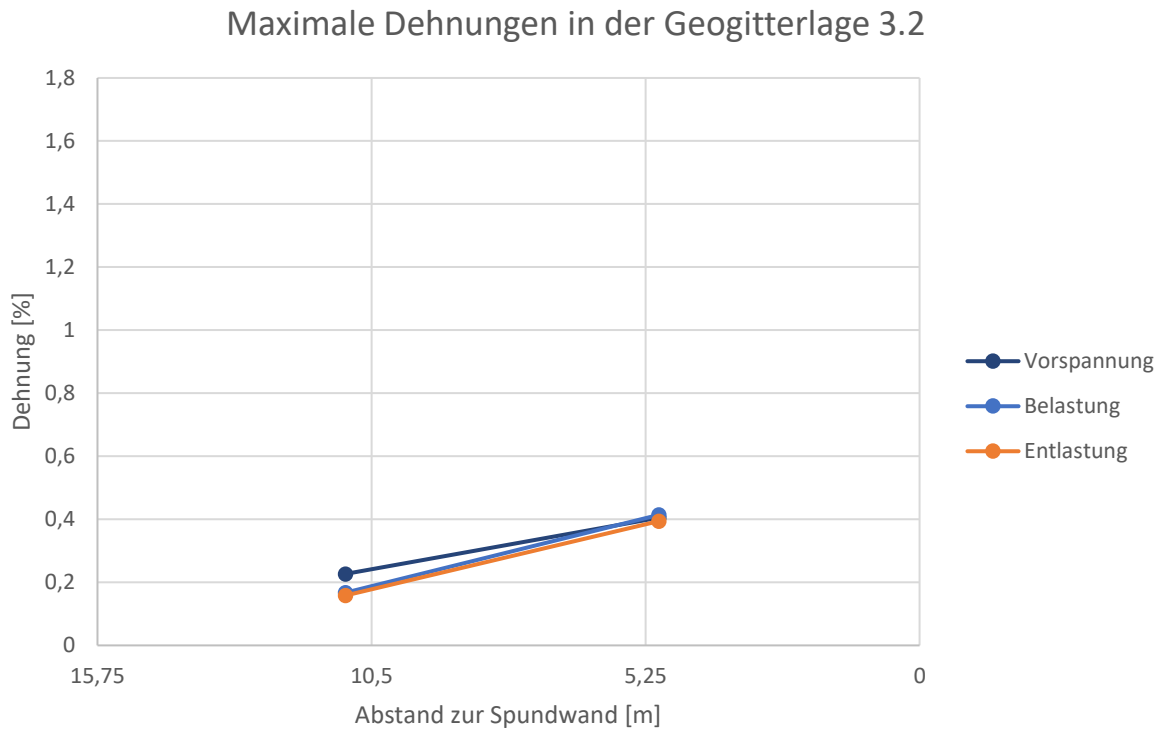


Abbildung 4.13 maximale Dehnungen in der Geogitterlage 3.2

Beim Betrachten der Abbildungen 4.1, 4.12 und 4.13 fällt auf, dass die maximalen Dehnungen generell beim Vorspannen entstehen. Nur in der Geogitterlage 3.2 scheint beim Wegaufnehmer W9 die Dehnung während der Belastung minimal größer zu sein. Auch der Größenunterschied der Dehnungen während der Belastung und der Entlastung ist nur sehr gering, jedoch fällt auf, dass der Unterschied mit zunehmender Tiefenlage der Geogitter abnimmt.

4.3 Messdaten der Setzungen der Totlast

Das Gewicht des Krans unter Vollast wurde durch eine Totlast simuliert, die folgendermaßen realisiert wurde: zunächst wurden an der geplanten Aufstellfläche drei Baggermatten aus Holz mit einer Abmessung von je 3,00 m x 6,00 m x 0,20 m ausgelegt. Die so entstehende Auflagefläche beträgt 18 m² (vgl. Abbildung 4.14 links). In den Eckbereichen der Aufstellfläche wurde jeweils eine Stahlstange angebracht. Die Stahlstangen dienen der Messung der Setzungen im späteren Verlauf. Die Nummerierung der Stahlstangen kann aus Abbildung 4.1 entnommen werden. Um die Aufstellfläche stärker belasten zu können, wurden auf die Grundfläche von 18 m² zwei weitere Lagen Baggermatten verlegt. Die zweite Lage hat eine

4.3 Messdaten der Setzungen der Totlast

Abmessung von 5,00 m x 6,00 m x 0,20 m und die dritte Lage eine Abmessung von 5,00 m x 8,00 m x 0,20 m (vgl. Abbildung 4.12 rechts).



Abbildung 4.14 Herstellen der Aufstellflächen der Totlast

Nachdem die Aufstellfläche hergestellt wurde, erfolgte die schrittweise Belastung mit Sandsäcken, die während der Herstellung der Aufstellfläche befüllt wurden. Die Sandsäcke wurden nur am äußeren Rand der Aufstellfläche platziert und der so entstehende leere Innenraum mit dem Verfüllboden bzw. losem Sand befüllt. Dies ist in Abbildung 4.15 links dargestellt. Nachdem der Innenraum verfüllt wurde, wurde nach dem gleichen Schema eine zweite Lage Sandsäcke auf die erste Lage Sandsäcke gepackt, wobei auch hier der Innenraum wieder mit Sand verfüllt wurde. Anschließend wurde auf gleicher Weise eine dritte Lage Sandsäcke auf die zweite Lage Sandsäcke gepackt und der Innenraum mit Sand verfüllt (vgl. Abbildung 4.15 rechts).



Abbildung 4.15 Totlast

4.3 Messdaten der Setzungen der Totlast

Vor dem Beladen mit Sandsäcken erfolgte eine Nullmessung der Setzungen. An den vier Stahlstangen waren jeweils eine Markierung angebracht, deren GPS-Koordinaten aufgefasst wurden. Nachdem die Last vollständig aufgebracht war, erfolgte die erste Setzungsmessung. Dafür wurden die GPS-Koordinaten der Markierungen an den vier Stahlstangen erneut aufgefasst und die Differenz der vertikalen Komponenten der Koordinaten gebildet. Es folgten noch zwei weitere Messung am 06.02.2018 und am 13.02.2018. Die Ergebnisse der Setzungsmessungen sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst.

Tabelle 4.6 Ergebnisse der Setzungsmessung [15]

Datum	Eckpunkt	Setzung [mm]
29.01.2018	1	-10
	2	-27
	3	-34
	4	-18
06.02.2018	1	-14
	2	-32
	3	-42
	4	-22
13.02.2018	1	-17
	2	-35
	3	-45
	4	-24

Durch die Tabelle 4.6 wird deutlich, dass die Setzungen mit der Zeit für die Eckpunkte zunehmen. Bei der Betrachtung der Lage der Messpunkte fällt ebenfalls auf, dass die Setzungen in Punkt 2 und Punkt 3 größer sind als Punkt 1 und Punkt 4 und sich dadurch bedingt eine Schiefstellung in Richtung der Baugrube einstellt. Für einen besseren Vergleich mit den Setzungen aus den numerischen Berechnungen wurden die Setzungen in der Achse 1 – 2, der Achse 3 – 4 und die mittleren Setzungen aus beiden Achsen in Abbildung 4.16 für den 13.02.2018 dargestellt. Hier wird die Schiefstellung nochmals visualisiert.

4.4 Wasserstand in der Baugrube

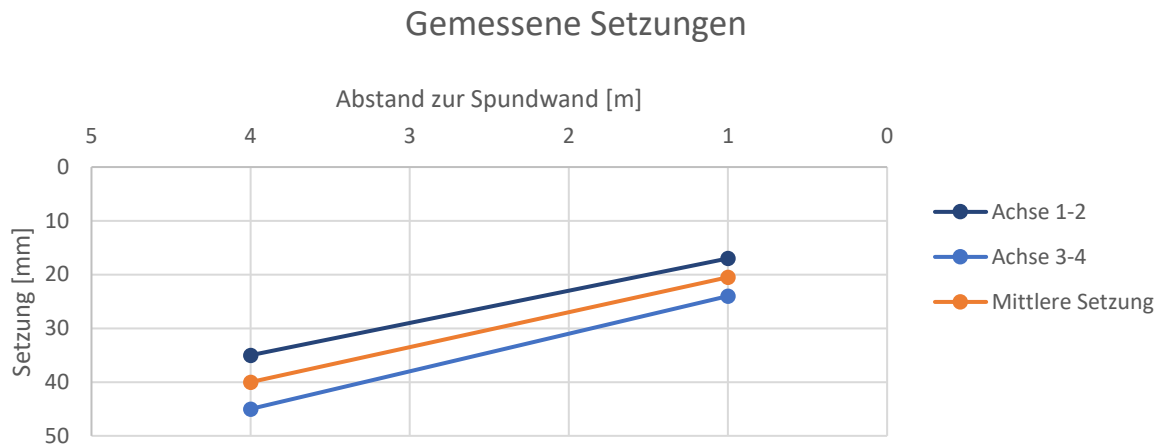


Abbildung 4.16 Setzung und Schiefstellung der Totlast an den Eckpunkten

4.4 Wasserstand in der Baugrube

Der Grundwasserstand in der Baugrube war im Schnitt ein Meter niedriger als der Wasserstand außerhalb der Spundwandkonstruktion. Um den Wasserstand in der Baugrube zu messen, war ein Abflussrohr in der südwestlichen Ecke der Spundwandkonstruktion angebracht. Hier wurde mit einem Lichtlot die Höhe des Wasserstands in der Baugrube manuell gemessen. Die manuellen Messdaten sind in Tabelle 4.7 zusammengefasst.

Tabelle 4.7 Gemessener Wasserstand in der Baugrube [18]

Datum	Uhrzeit	Gemessener Wasserstand NAP [m]
26.01.2018	16:00	-0,60
29.01.2018	08:00	-0,65
30.01.2018	08:00	0,52
31.01.2018	12:30	0,66
01.02.2018	12:30	0,94
02.02.2018	14:30	1,21
05.02.2018	14:15	0,72
06.02.2018	10:00	0,78
07.02.2018	11:15	0,74
08.02.2018	13:00	0,69
09.02.2018	09:45	0,61
14.02.2018	08:00	0,77

Im östlichen Spundwandabschnitt war zusätzlich ein Kontrollbrunnen installiert, der den Wasserstand in der Baugrube alle 10 Minuten automatisch gemessen hat. Die Messung begann am 31.01.2018 um 07:00. In Abbildung 4.17 ist der Verlauf des Wasserstandes in der Baugrube dargestellt. Ein Vergleich der manuell gemessenen Wasserstände mit den digital

4.4 Wasserstand in der Baugrube

gemessenen Wasserständen zeigt geringfügige Unterschiede auf. Die geringfügigen Unterschiede sind vermutlich einerseits auf Messungenauigkeiten zurückzuführen und andererseits auf die unterschiedlichen Lagen des Abflussrohres und des Brunnens, sodass davon ausgegangen werden kann, dass die Messungen übereinstimmen.

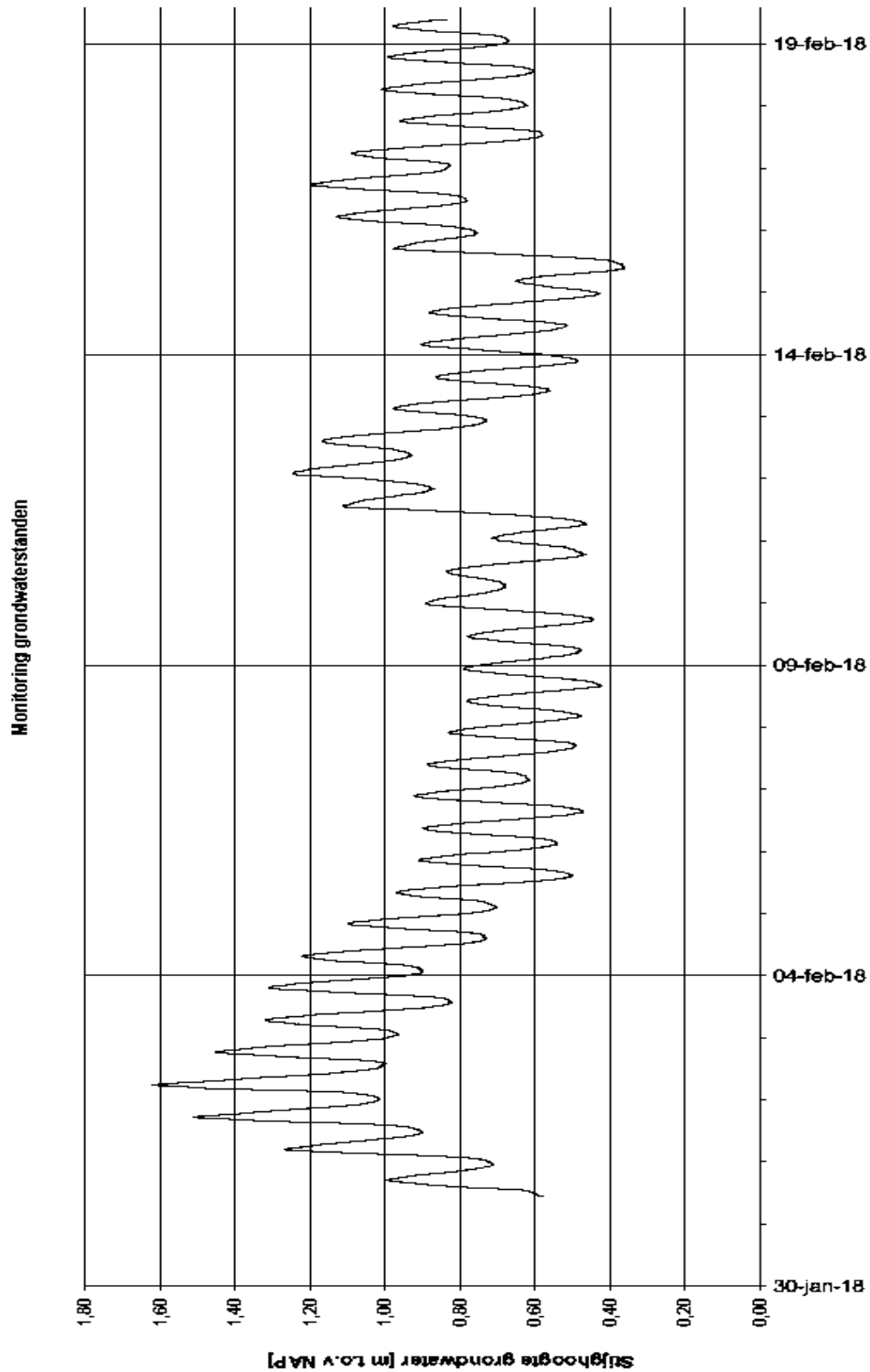


Abbildung 4.17 Messdaten des Kontrollbrunnens für den Wasserstand innerhalb der Spundwandkonstruktion, modifiziert [18]

5 Numerisches Modell

Die Erstellung eines numerischen Modells in der vorliegenden Arbeit dient zum einen einer Gegenüberstellung der Messergebnisse des Monitorings mit den aus dem numerischen Modell resultierenden Berechnungsergebnissen und zum anderen einer Überprüfung der aufgestellten Prognosen aus Kapitel 3.3 bezüglich des Tragverhaltens von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden. Ferner wird überprüft, ob die mit Geogittern rückverankerte Spundwandkonstruktion mit ausreichender Genauigkeit nachgebildet werden kann. Eine numerische Simulation stellt im Allgemeinen immer eine Herausforderung dar, da es nicht möglich ist, jeden Einfluss bzw. jedes Detail aus der Realität 1 : 1 im Modell nachzubilden. Dies spiegelt sich in den Berechnungsergebnissen wieder, die immer mit Unsicherheiten behaftet und dementsprechend kritisch zu beurteilen sind. Die gesamte Konstruktion samt Bauablauf der Windenergieanlage 17 ist sehr komplex und detailreich, folglich ist auch eine realitätsnahe Modellierung im Dreidimensionalen sehr zeitintensiv, aufwendig und komplex. Um Zeit zu sparen, wird in der Praxis häufig und falls möglich ein zweidimensionales Modell verwendet, das für eine grobe Abschätzung der auftretenden Kräfte, der auftretenden Verformungen und des Tragverhaltens nützlich sein kann. Daher wurde für die vorliegende Arbeit eine Simulation im Zweidimensionalen mit dem Finite-Elemente-Programm PLAXIS 2D durchgeführt.

5.1 Systemgeometrie und Interfaces

Die Systemgeometrie für die zweidimensionale Modellierung in PLAXIS 2D basiert auf Abbildung 4.2. Zunächst wurde ein Grundriss des Modells mit den jeweiligen Bodenschichten mit Hilfe von *soil polygons* erstellt, wobei der Ursprung des Koordinatensystems als Referenzpunkt für alle Höhen bezüglich NAP verwendet wurde. Mit Hilfe von *Soil polygons* können Polygone erstellt werden, denen im späteren Verlauf die Eigenschaften eines Bodens zugewiesen werden. Der Aufbau des Baugrunds für den Standort der Windenergieanlage 17 wurde mit zwei Drucksondierungen (Cone Penetration Tests, kurz CPTs) ermittelt und ist in Tabelle 5.1 dargestellt. Die Ergebnisse der beiden Drucksondierungen sind nahezu identisch, weshalb für den Aufbau des Baugrunds die Ergebnisse der Drucksondierung CPT WT17.01 aus [20] zu Grunde gelegt wurden. Der bewehrte Boden wurde ebenfalls mit einem *soil polygon* erstellt, deren Geometrie sich aus Abbildung 4.2 ergibt. Zu den bodenmechanischen Eigenschaften der bewehrten Erde wird im Nachhinein noch detaillierter eingegangen

5.1 Systemgeometrie und Interfaces

Tabelle 5.1 Bodenschichten anhand der Drucksondierung CPT WT17.01 [20]

GOK (NAP) [m]	Bodenart	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]
+4,00	Schluff, stark sandig	20	20	0	27
+3,00	Sand, mitteldicht	18	20	0	32
+2,20	Sand, dicht	19	21	0	35
-1,50	Sand, locker	17	19	0	25
-2,30	Schluff, stark sandig	20	20	0	27
-2,70	Sand, locker	17	19	0	25
-5,70	Sand, mitteldicht	18	20	0	32
-14,60	Schluff, stark sandig	20	20	0	27
-18,1	Sand, locker	17	19	0	25

Nachdem der Bodenaufbau erstellt wurde, mussten noch Linien im Modell hinzugefügt werden. Zum einen dienen die Linien der Aufteilung des bewehrten Bodens in Abschnitte, die nach und nach bei der Erstellung der Phasen aktiviert werden, um den lagenweisen Einbau zu simulieren und zum anderen bewirken die Linien im Modell ein feineres Mesh. Dies ist insbesondere zwischen jeder Geogitterlage mit einem Abstand von 15 cm notwendig. Die Spundwand wurde mit zwei *Plate elements* hergestellt, mit denen wand-, platten- und stangenartige Bauteile simuliert und im Modell eingefügt werden können. Dies ist auf die Staffelung der zwei verschiedenen Spundwandarten zurückzuführen, die bei der Konstruktion verwendet wurden (vgl. Kapitel 4.1). Da die verwendeten Spundwände unterschiedliche Steifigkeiten aufweisen, wurden für die Steifigkeiten im Modell für den oberen Abschnitt von +4,50 m NAP bis -5,00 m NAP ein Mittelwert aus beiden Steifigkeiten und für den unteren Abschnitt von -5,00 m NAP bis -8,00 m NAP die Hälfte der Steifigkeit der Spundwand AZ 18-700 zu Grunde gelegt. Die Steifigkeiten und die Höhen der beiden *Plate elements* sind in Tabelle 5.2 zusammengefasst, wobei als *Material type* ein elastisch-isotropes Materialverhalten ausgewählt wurde. Nicht aufgelistete Parameter sind auf die Standardwerte gesetzt.

Tabelle 5.2 Eigenschaften der Spundwand im numerischen Modell

Bezeichnung	Höhe NAP [m]	EA [kN/m]	EI [kNm ² /m]	ν [-]
Kombination AZ 18/13 – 700	+4,50 bis -5,00	2875950	61257	0,15
AZ 18-700 gestaffelt	-5,00 bis -8,00	1461600	39690	0,15

Die Umlenkrollen mit den U-förmigen Bauteilen wurden ebenfalls mit *Plate elements* simuliert. Die beiden horizontalen Elemente der U-förmigen Bauteile wurden dabei als eine einzelne Platte mit einer Länge von 50 cm modelliert. Die Länge ergibt sich dabei aus der Länge des U-förmigen Bauteils bis zum Anschluss an die Spundwand zuzüglich des Abstands der äußeren Kante der Spundwand zur Schwerachse. An dieser Platte grenzt eine vertikale Platte

5.1 Systemgeometrie und Interfaces

mit einer Höhe von 15 cm an, welche die Umlenkrolle mit einem Durchmesser von 15 cm darstellt, wobei hier an der Vertikalen Platte noch eine horizontale Platte mit einer Länge von 7,5 cm angrenzt, sodass der Kreisquerschnitt der Umlenkrolle durch einen Kreuzquerschnitt ersetzt werden kann. Abbildung 5.1 zeigt die Modellierung der Umlenkrolle. Für die Ermittlung der Steifigkeiten, die in Tabelle 5.3 aufgelistet sind, wurde der Querschnitt aus Abbildung 5.2 zu Grunde gelegt. Die Querschnittsfläche beträgt insgesamt $1,9635 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$ und das Trägheitsmoment I_y mit Berücksichtigung der Steineranteile beträgt $1,5110 \cdot 10^{-5} \text{ m}^4$. Da die Umlenkrolle eine Länge von 2,8 m aufweist und jede Umlenkrolle durch vier U-förmige Bauteile verläuft, müssen die Steifigkeiten pro Meter angepasst werden. Der Querschnitt in Abbildung 5.2 ist demnach für eine Länge von 1,4 m anzuwenden und die Steifigkeiten sind daher durch den Faktor 1,4 zu dividieren. Als *Material type* wurde hier ebenfalls elastisch-isotrop ausgewählt. Nicht aufgelistete Parameter sind auf die Standardwerte gesetzt.

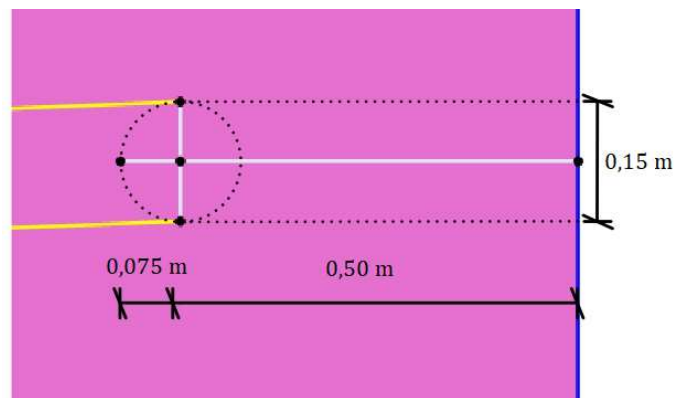


Abbildung 5.1 Modellierung des Anschlusses der Geogitter an die Umlenkrolle

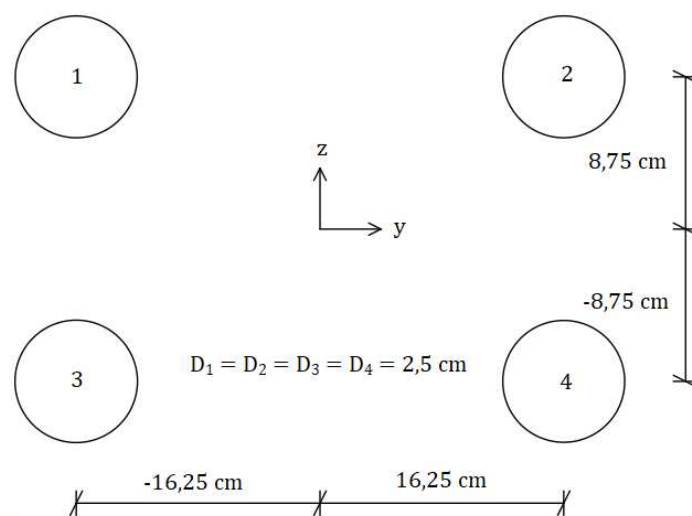


Abbildung 5.2 Querschnitt der Umlenkrolle und der U-förmigen Bauteile

5.1 Systemgeometrie und Interfaces

Tabelle 5.3 Steifigkeiten der Umlenkrolle und der U-förmigen Bauteile im Modell

Bezeichnung	EA [kN/m]	E _y [kNm ² /m]	ν [-]
Anschluss Umlenkrolle je 1,4 m	412331	3173	0,15
Anschluss Umlenkrolle pro Meter	294522	2267	0,15

Im nächsten Schritt erfolgte das Anbringen der Geogitter an die modellierte Umlenkrolle. Dafür wurden in der *create structure* - Option *geogrids* ausgewählt und gemäß Abbildung 4.2 im Modell mit den jeweiligen Längen und einer Neigung von 4% eingefügt. Der Anschluss erfolgte am vertikalen Element der Umlenkrolle (vgl. Abbildung 5.1), sodass je Umlenkrolle zwei Lagen Geogitter angebracht sind. Die Dehnsteifigkeit der Geogitter beträgt $J = 2800$ kN/m und als *Material type* wurde hier ebenfalls elastisch-isotrop gewählt. Die jeweiligen Anschlusshöhen bezüglich NAP können Tabelle 4.4 entnommen werden (vgl. Kapitel 4.2). Für die Geogitter wurde ein zusätzliches Interface mit dem Titel *Naked geogrid* erstellt, das benötigt wird, um den Verbund zwischen Boden und Geogitter während der Einbauphase realistischer abzubilden. Bei der Einbauphase ist noch kein guter Verbund vorhanden, da die Geogitter quasi auf dem Boden frei aufliegen. Die Eigenschaften des Interfaces *Naked geogrid* sind in Tabelle 5.4 aufgelistet. Nicht aufgelistete Parameter sind auf die Standardwerte gesetzt.

Tabelle 5.4 Eigenschaften des Interfaces *Naked geogrid*

Bezeichnung	Material model	Y _{unsat} [kN/m ³]	Y _{sat} [kN/m ³]	E' [kN/m ²]	ν' [-]	c' _{ref} [kN/m ²]	φ'/ψ' [°]	R [-]
Interface Naked geogrid	Mohr- Coulomb	18	20	50000	0,2	0	22,5/0	0,45

Anschließend wurde die Totlast modelliert. Dafür wurde ein weiteres *Plate element* mit einer Länge von 3 m erstellt gemäß der Lage der Totlast in Abbildung 4.2. Diese Platte stellt die Baggermatten aus Holz dar, auf der eine Auflast von 81,75 kN/m wirkt (vgl. Kapitel 4.3). Die Materialparameter der Platte basieren auf die Holzart Mora [21], wobei die Poissonsahl ν zu 0,3 geschätzt wurde. Die Materialparameter bzw. -steifigkeiten sind in Tabelle 5.5 zusammengefasst und als *Material type* wurde ebenfalls elastisch-isotrop ausgewählt. Auch für die Baggermatte wurde ein zusätzliches Interface-Element mit der Bezeichnung *Wooden platform* erstellt, da beim Aufbau der Baggermatten diese ebenfalls auf den Boden frei aufliegen und somit kein kraftschlüssiger Verbund besteht. Die Eigenschaften des Interfaces *Wooden platform* sind in Tabelle 5.6 aufgelistet. Nicht aufgelistete Parameter sind auf die Standardwerte gesetzt. Die gesamte Systemgeometrie ist in Abbildung 5.3 dargestellt.

5.1 Systemgeometrie und Interfaces

Tabelle 5.5 Steifigkeiten der modellierten Baggermatten

Bezeichnung	A [m ² /m]	I [m ⁴ /m]	E [kN/m ² /m]	EA [kN/m]	EI [KNm ² /m]
Holzplattform	1,8	0,054	18940000	34092000	1022760

Tabelle 5.6 Eigenschaften des Interfaces Wooden platform

Bezeichnung	Material model	γ_{unsat} [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	E' [kN/m ²]	ν' [-]	c'_{ref} [kN/m ²]	ϕ'/ψ' [°]	R [-]
Interface Wooden platform	Mohr-Coulomb	18	20	50000	0,2	0	5/0	0,1

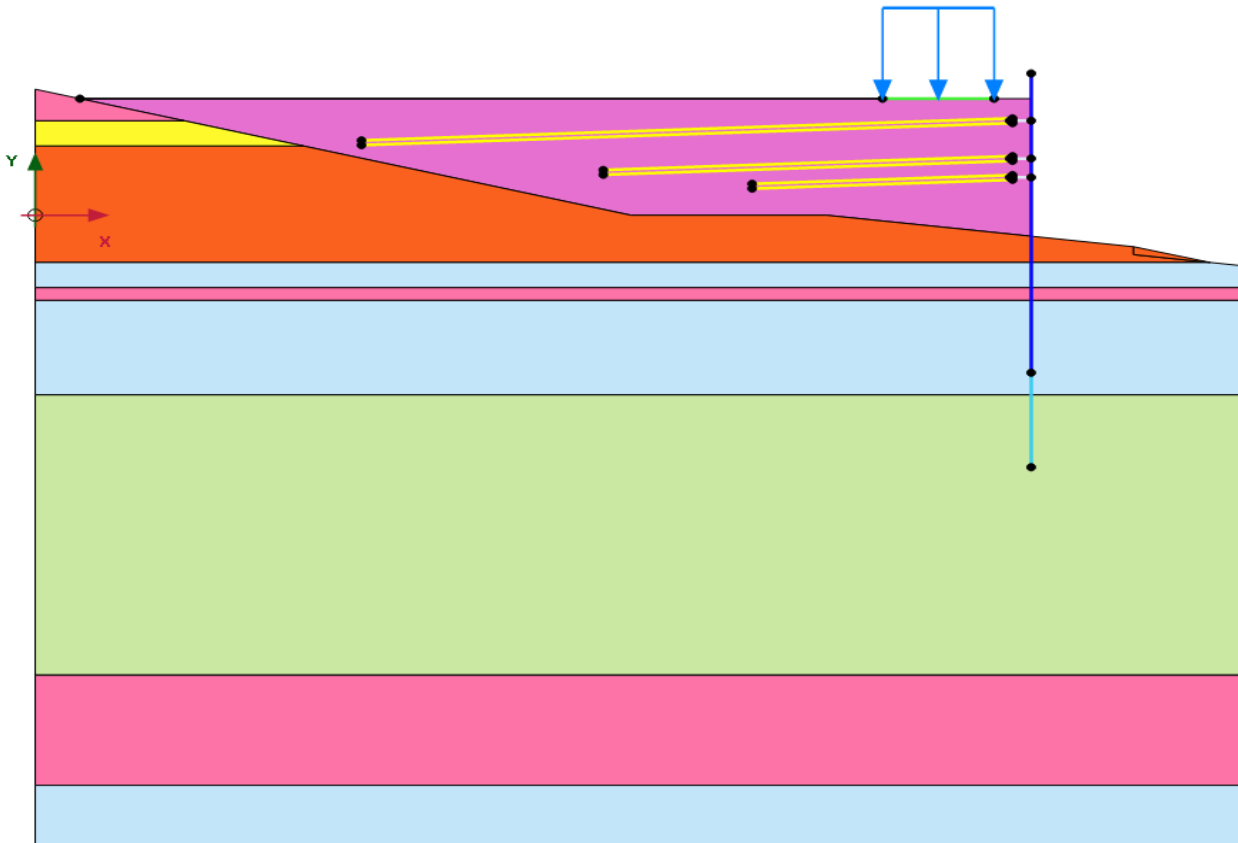


Abbildung 5.3 Systemgeometrie

Nachdem die Modellierung der Systemgeometrie abgeschlossen wurde, wurden noch für die Bauteile die Interfaces erstellt. Zum Schluss erfolgte die Anpassung des Grundwasserstands im Modell. Der Grundwasserstand ist ein gutes Beispiel dafür, dass eine realitätsgetreue Modellierung sich als schwierig erweist. Während des Baus der Windenergieanlage schwankte der Grundwasserstand täglich. Vereinfacht wurde daher im Modell ein konstanter

5.2 Materialmodell und Eigenschaften des bewehrten Bodens

Grundwasserspiegel von -0,65 m NAP in der Baugrube, basierend auf die Messung vom 29.01.2018 (vgl. Kapitel 4.4), angenommen. Der Grundwasserstand außen wurde ein Meter höher angesetzt. Nur für die letzte Phase wurde ein Grundwasserstand von 0,77 m NAP sowohl innen als auch außen angesetzt, basierend auf die Messung vom 14.02.2018. Zuvor wurde ebenfalls der Einfluss des Wasserstandes numerisch untersucht, indem der Wasserspiegel basierend auf den Messdaten in Tabelle 4.7 variiert wurde. Es stellte sich heraus, dass eine Schwankung des Wasserspiegels gemäß Tabelle 4.7 keinen nennenswerten Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hatte, sodass die Annahme eines konstanten Wasserspiegels gerechtfertigt ist.

Zum Schluss wurde anschließend ein Mesh mit einer sehr feinen Elementverteilung generiert, sodass anschließend mit der Erstellung der Phasen begonnen werden konnte.

5.2 Materialmodell und Eigenschaften des bewehrten Bodens

Als Materialmodell wurde beim ersten Anlauf das Hardening Soil Modell (kurz HS) nach Schanz (1998) verwendet. Bei diesem Materialmodell werden folgende Parameter berücksichtigt [22]:

- c : Kohäsion
- φ : Reibungswinkel
- ψ : Dilatanzwinkel
- E_{ref}^{50} : Steifigkeit für plastische Dehnung durch primäre deviatorische Belastung
- E_{oed}^{ref} : Steifigkeit für plastische Dehnung durch primäre Kompression
- E_{ur}^{ref} : Steifigkeit für elastische Entlastung/Wiederbelastung
- ν_{ur} : Poissonzahl für Ent- und Wiederbelastung (Standardwert $\nu = 0,2$)
- m : Mächtigkeit für die Bestimmung von E_{ref}^{50} (Standardwert $m = 0,5$)

Für mehr Details sei auf die Fachliteratur von Schanz (1998) und [22] verwiesen. Die benötigten Materialparameter stammen aus einem bereits existierenden Modell, bei dem der Bauprozess des Fundaments der Windenergieanlage simuliert wurde. Die Bodenarten des existierenden Modells stimmen mit den Bodenarten in Tabelle 5.1 überein, sodass die Parameter der jeweiligen Bodenschichten aus dem existierenden Modell übernommen wurden. Die ersten Berechnungsergebnisse wichen zum Teil deutlich von den Messwerten des Monitorings ab, weshalb entschlossen wurde als Materialmodell das Hardening Soil Small Strain Modell (kurz HS-small) zu verwenden, da dieses Materialmodell im Vergleich zum HS-

5.2 Materialmodell und Eigenschaften des bewehrten Bodens

Modell realistischere Ergebnisse liefert. Bei diesem Materialmodell werden zusätzlich zwei weitere Parameter im Vergleich zum Hardening Soil Modell berücksichtigt [22]:

- $G_{0,ref} = \frac{4E_{ur}^{ref}}{2(1+\nu_{ur})}$: Schubmodul bei sehr kleinen Dehnungen ($\varepsilon < 10^{-6}$)
- $\gamma_{0.7}$: Schubmodul für die Bedingung $G_s = 0,722G_0$

Für genauere Informationen bezüglich des HS-small-Modells sei auf [26] und [22] verwiesen. Der Parameter $G_{0,ref}$ ließ sich leicht mit der oben genannten Formel ermitteln. Die Ermittlung des Parameters $\gamma_{0.7}$ erwies sich als äußerst schwierig. Daher wurden für $\gamma_{0.7}$ folgende Erfahrungswerte verwendet:

- $\gamma_{0.7} = 0,0001$ für lockeren Sand
- $\gamma_{0.7} = 0,0002$ für dichten Sand

Der Wert für mitteldichten Sand kann aus den beiden genannten Werten gemittelt werden. Für den bewehrten Boden wurde ein Wert von $\gamma_{0.7} = 0,00025$ zu Grunde gelegt, da davon ausgegangen werden kann, dass der Boden aufgrund der lagenweisen Verdichtung eine hohe Steifigkeit und somit eine sehr dichte Lagerung aufweist. Alternativ können die Materialparameter der jeweiligen Bodenschichten aus der Dissertation von Benz [26] für ähnliche Böden hergeleitet werden.

Die Materialparameter der jeweiligen Bodenschichten und der bewehrten Erde sind in Tabelle 5.7 zusammengefasst. Nicht aufgelistete Parameter sind auf die Standardwerte gesetzt.

5.2 Materialmodell und Eigenschaften des bewehrten Bodens

Tabelle 5.7 Parameter der Böden für das HS-small-Modell

GOK (NAP) [m]	Parameter aus Tabelle 5.1							Parameter für das HS-Modell			Zusätzliche Parameter für das HS-SS-Modell		Interface-Wert R [-]
	Bodenart	γ [kN/m ³]	γ_{sat} [kN/m ³]	c'_k [kPa]	ϕ'_k [°]	$\psi = 30^\circ - \phi$ [°]	$E_{50,ref}$ [kN/m ²]	$E_{oed,ref}$ [kN/m ²]	$E_{ur,ref}$ [kN/m ²]	$G_{0,ref}$ [kN/m ²]	$\gamma_{0.7}$ [-]		
+4,00	Schluff, stark sandig	20	20	0	27	0	15000	15000	45000	75000	0,0001	1	
+3,00	Sand, mitteldicht	18	20	0	32	2	40000	40000	120000	200000	0,00015	1	
+2,20	Sand, dicht	19	21	0	35	5	75000	75000	225000	375000	0,0002	1	
-1,50	Sand, locker	17	19	0	25	0	15000	15000	45000	75000	0,0001	1	
-2,30	Schluff, stark sandig	20	20	0	27	0	15000	15000	45000	75000	0,0001	1	
-2,70	Sand, locker	17	19	0	25	0	15000	15000	45000	75000	0,0001	1	
-5,70	Sand, mitteldicht	18	20	0	32	2	45000	45000	135000	225000	0,00015	1	
-14,60	Schluff, stark sandig	20	20	0	27	0	15000	15000	45000	75000	0,0001	1	
-18,1	Sand, locker	17	19	0	25	0	15000	15000	45000	75000	0,0001	1	
+3,70	Bewehrte Erde	18	20	7	42,5	12,5	50000	50000	150000	250000	0,00025	0,67	

5.3 Erstellung der Phasen

Für jede Windenergieanlage wurde derselbe Boden zum Verfüllen verwendet. Aus einigen der Windenergieanlagen, unter anderem auch aus der Windenergieanlage 17, wurden stichprobenartig Proben des Verfüllbodens entnommen und bodenmechanisch untersucht. Neben der Bestimmung der Sieblinie wurden Proctorversuche, direkte Scherversuche und drainierte Triaxialversuche durchgeführt. Für die genauen Untersuchungsergebnisse sei auf [23] verwiesen. Die Ergebnisse aller Proben sind nahezu identisch und bestätigen somit, dass der Verfüllboden überall gleich ist.

Die bodenmechanischen Ergebnisse zeigen, dass es sich bei dem verwendeten Verfüllboden um einen enggestuften, sehr schwach schluffigen und sehr schwach mittelsandigen Feinsand mit einem durchschnittlichen Feuchtegehalt von 11,83 % handelt. Die Proctordichte beträgt 1600 kg/m³ bei einem optimalen Wassergehalt von 16,4 %. Die direkten Scherversuche zeigen einen Reibungswinkel von 44,6° und eine Kohäsion von 6 kPa. Die Triaxialversuche weisen einen effektiven Reibungswinkel von 40° und eine effektive Kohäsion von 7 kN/m² auf [23]. Bei einer Besprechung mit dem Projektleiter der GeoTec Solutions wurde mitgeteilt, dass es sich bei den Ergebnissen der bodenmechanischen Untersuchungen bereits um Designwerte handelt, sodass der Reibungswinkel und die Kohäsion für die numerischen Berechnungen höher angesetzt werden können.

5.3 Erstellung der Phasen

Für die Simulation des Bauablaufs wurden 22 Phasen erstellt. Weil mit der englischsprachigen Version von PLAXIS 2D gearbeitet wurde, wurden den Phasen englische Bezeichnungen vergeben. Die Phasen sind im Folgenden mit einer kurzen Beschreibung der Reihe nach aufgelistet. Hier sei angemerkt, dass in der Regel die Berechnungsoptionen auf die Standardwerte gesetzt sind. Sollte das nicht der Fall sein, so wird es im Folgenden ausdrücklich erwähnt.

0) Initial phase

Jede Berechnung beginnt in PLAXIS mit der *Initial Phase*. In dieser Phase wird der gesamte Baugrund aktiviert und *Gravity loading* als *Calculation type* ausgewählt.

1) Resetting displacements

In dieser Phase werden die Verformungen, die sich aus Phase 0 ergeben haben, auf null zurückgesetzt. Dafür muss in den Berechnungsoptionen jeweils die Checkbox für *Reset displacements to zero* und *Reset small strain* aktiviert werden. Als *Calculation type* wird ab dieser Phase immer *Plastic* zu Grunde gelegt.

5.3 Erstellung der Phasen

2) Sheetpile

Nachdem die durch die Aktivierung des Baugrunds auftretenden Verformungen auf null zurückgesetzt wurden, wird in dieser Phase die Spundwand aktiviert.

3) 1st backfill

Hier wird der bewehrte Boden, welcher zuvor mit einem *Soil polygon* erstellt und mit Hilfe von Linien auf Höhe der Bewehrungslagen in Abschnitte getrennt wurde, bis auf die Höhe der Geogitterlage 1.1 aktiviert.

4) 1st compaction

Die erste Lage des verfüllten Bodens wird hier mit einer konstanten Kompressionskraft von 20 kN/m verdichtet.

5) Lower geogrid

Hier werden die Geogitterlagen 1.1, 1.2, der Boden dazwischen und die linke Seite des Anschlusses aktiviert, wie es in Abbildung 5.4 links dargestellt ist. Hier ist es wichtig, den Geogittern das richtige Interface zuzuordnen. Da noch kein guter Verbund zwischen Geogitter und Boden besteht, wird den Geogittern das Interface *Naked geogrid* zugeordnet (vgl. Kapitel 5.1).

6) Lower sandload

Hier wird auf die Geogitterlage 1.2 bis auf die vordersten 2,5 m der Lage Sand beladen, sodass im Folgenden beim Vorspannen die aufgebrachte Vorspannkraft in den Geogittern erhalten bleibt (vgl. Abbildung 5.4 rechts). Der mit Sand beladene Abschnitt der Geogitter hat hier ein anderes Interface, dem die Materialparameter der bewehrten Erde zugeordnet werden und so ein Interfacewert von $R = 1$ aktiviert wird.



Abbildung 5.4 Phase 5 (links) und Phase 6 (rechts)

7) Lower prestress

Hier wird die Vorspannung aufgebracht, indem eine horizontale Kraft auf die modellierte Umlenkrolle wirkt. Dieselbe Kraft muss auch auf der äußeren

5.3 Erstellung der Phasen

Spundwandseite in entgegengesetzter Richtung wirken, um so Verformungen zu eliminieren, die bei der Kraftaufbringung auftreten. Die Platte zwischen den beiden Kräften wird erst in der nächsten Phase aktiviert (vgl. Abbildung 5.5). Die Vorspannkraft war beim Vorspannen nicht bekannt, sodass diese auf 20 kN/m gesetzt wurde.

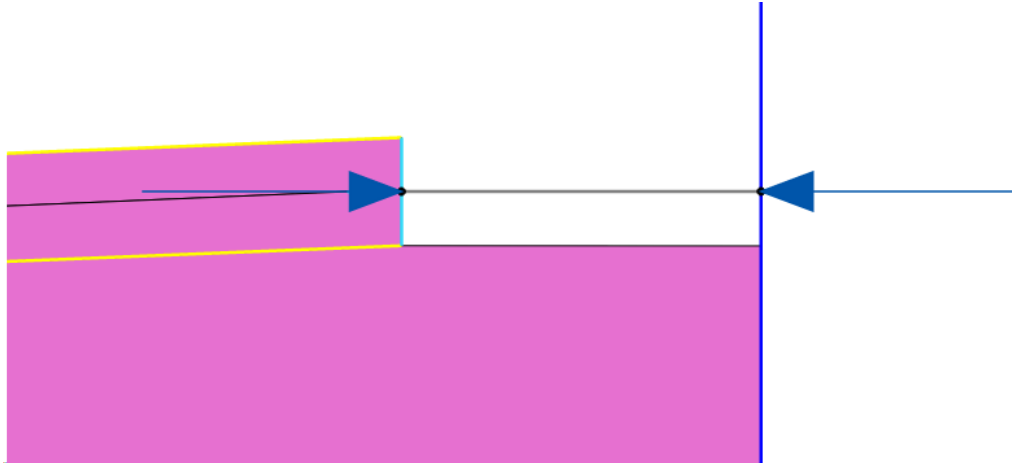


Abbildung 5.5 Aufbringen der Vorspannkraft

8) 2nd backfill

In dieser Phase wird die Platte zwischen den beiden Vorspannkräften in der ersten Geogitterlage aktiviert und weiter bis zur Geogitterlage 2.1 verfüllt. Die Geogitterlagen 1.1 und 1.2 haben durchgehend dasselbe Interface, dem die Materialparameter der bewehrten Erde zugeordnet werden und so ein Interfacewert von $R = 1$ aktiviert wird.

9) 2nd compaction

Die zweite Lage des verfüllten Bodens wird mit einer Kraft von 20 kN/m verdichtet.

10) Middle geogrid

Hier werden die mittlere Geogitterlage mit den richtigen Interfaces und die Umlenkrolle nach dem gleichen Schema wie in Phase 5) aktiviert.

11) Middle sandload

Hier wird die Geogitterlage 2.2 wie in Phase 6) bis auf die ersten 2,5 m mit Sand beladen. Auch hier muss drauf geachtet werden, den Geogittern abschnittsweise die richtigen Interfaces zuzuordnen.

12) Middle prestress

Hier wird die Vorspannkraft wie in Phase 7) aktiviert. Die Größe der Vorspannkraft lässt sich aus der maximalen Dehnung für den Wegaufnehmer W1 in Tabelle 4.6 unter Berücksichtigung der Länge der Umlenkrolle bzw. der Breite des Geogitters abschätzen [15]. Für die Dehnung von 0,7152 % ergibt sich somit eine Vorspannkraft von 18 kN/m.

5.3 Erstellung der Phasen

13) 3rd backfill

In dieser Phase wird die Platte zwischen den beiden Vorspannkraften in der zweiten Geogitterlage aktiviert und weiter bis zur Geogitterlage 3.1 verfüllt, gemäß dem Schema in Phase 8). Die Geogitterlagen 2.1 und 2.2 haben durchgehend das gleiche Interface, dem die Materialparameter der bewehrten Erde zugeordnet werden und dadurch ein Interfacewert von $R = 1$ aktiviert wird.

14) 3rd compaction

Die dritte Lage des verfüllten Bodens wird mit einer Kraft von 20 kN/m verdichtet.

15) Upper geogrid

Hier werden die obere Geogitterlage mit den richtigen Interfaces und die Umlenkrolle nach dem gleichen Schema wie in Phase 5) aktiviert.

16) Upper sandload

Hier wird die Geogitterlage 3.2 wie in Phase 6) bis auf die ersten 2,5 m mit Sand beladen. Auch hier muss drauf geachtet werden, den Geogittern abschnittsweise die richtigen Interfaces zuzuordnen.

17) Upper prestress

Hier wird die Vorspannkraft wie in Phase 7) aktiviert. Die Größe der Vorspannkraft lässt sich aus der maximalen Dehnung für den Wegaufnehmer W4 in Tabelle 4.6 unter Berücksichtigung der Länge der Umlenkrolle bzw. der Breite des Geogitters abschätzen [15]. Für die Dehnung von 1,5984 % ergibt sich somit eine Vorspannkraft von 40 kN/m.

18) Last backfill

Hier werden die Platte zwischen den beiden Vorspannkraften in der dritten Geogitterlage und der restliche Bereich der bewehrten Erde bis auf die Endhöhe von +3,70 m NAP aktiviert. Die Geogitterlagen 3.1 und 3.2 haben durchgehend das gleiche Interface, dem die Materialparameter der bewehrten Erde zugeordnet werden und dadurch ein Interfacewert von $R = 1$ aktiviert wird.

19) Last compaction

Die letzte Lage des Verfüllbodens wird mit einer Kraft von 20 kN/m verdichtet.

20) Applying testload

In dieser Phase wird die Totlast mit der modellierten Baggermatte aktiviert. Hier wird dem Interface der modellierten Baggermatte das Interface *Wooden platform* zugewiesen.

21) Removing testload

Letztlich wird die Totlast deaktiviert, die modellierte Baggermatte bleibt jedoch aktiviert. In dieser Phase liegt der Grundwasserstand sowohl innen als auch außen bei einer NAP-Höhe von +0,77 m.

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

In den folgenden Unterkapiteln werden die Berechnungsergebnisse des numerischen Modells dargestellt und im weiteren Verlauf der vorliegenden Arbeit den Messergebnissen des Monitorings gegenüber gestellt, um anschließend die aufgestellten Prognosen aus Kapitel 3.3 bezüglich des Tragverhaltens von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden zu überprüfen.

5.4.1 Spundwandverformungen

Die Verschiebungen der Spundwand sind in Abbildung 5.6 dargestellt. Die Verschiebungen wurden ermittelt, indem die Summe der horizontalen Phase displacements der jeweiligen Phase mit der Summe der horizontalen Phase displacements der Phase der Nullmessung (vor dem Aufbringen der Vorspannung der mittleren Geogitterlage) subtrahiert wurde. Die Summe der horizontalen *Phase displacements* stellt dabei die Summe aller horizontalen Verschiebungen da, die bis zur betrachteten Phase aufgetreten sind. So wird sichergestellt, dass bereits vorhandene Verformungen der vorherigen Phasen nicht in die Verformungen ab der Nullmessung mit einfließen. Die Spundwandverformungen sind für die folgenden Phasen dargestellt:

- Vor aufbringen der Totlast (entspricht der Messung vom 29.01.2018 – 1)
- Nachdem die Totlast aufgebracht wurde (entspricht der Messung vom 29.01.2018 – 2)
- Nachdem die Totlast entfernt wurde (entspricht der Messung von 14.02.2018)

In Abbildung 5.6 wird deutlich, dass schon vor dem Aufbringen der Last die meisten Horizontalverschiebungen auftreten. Dies ist vermutlich auf die Verdichtungskraft von 20 kN/m zurückzuführen, mit der die lagenweise hergestellte Sandverfüllung hinter der Spundwand verdichtet wurde. Hier fällt besonders die Verschiebung des oberen Bereichs der Spundwand in Richtung des bewehrten Bodens auf. Die Verschiebungsfigur nach der Lastaufbringung entspricht der Verschiebungsfigur vor der Belastung, jedoch mit dem Unterschied, dass die Verschiebungen von der Spundwandspitze bis ca. -1,00 m NAP um ca. 5 mm größer sind. Ab -1,00 m NAP nehmen die Horizontalverschiebungen mit der Tiefe ab. Die Verschiebungsfigur der Entlastung entspricht größtenteils der Verschiebungsfigur der Belastung, wobei die Verschiebung an der Spundwandspitze nach der Entlastung überraschenderweise um ca. 2 mm größer und ab ca. +1,00 m um 1 mm größer ist.

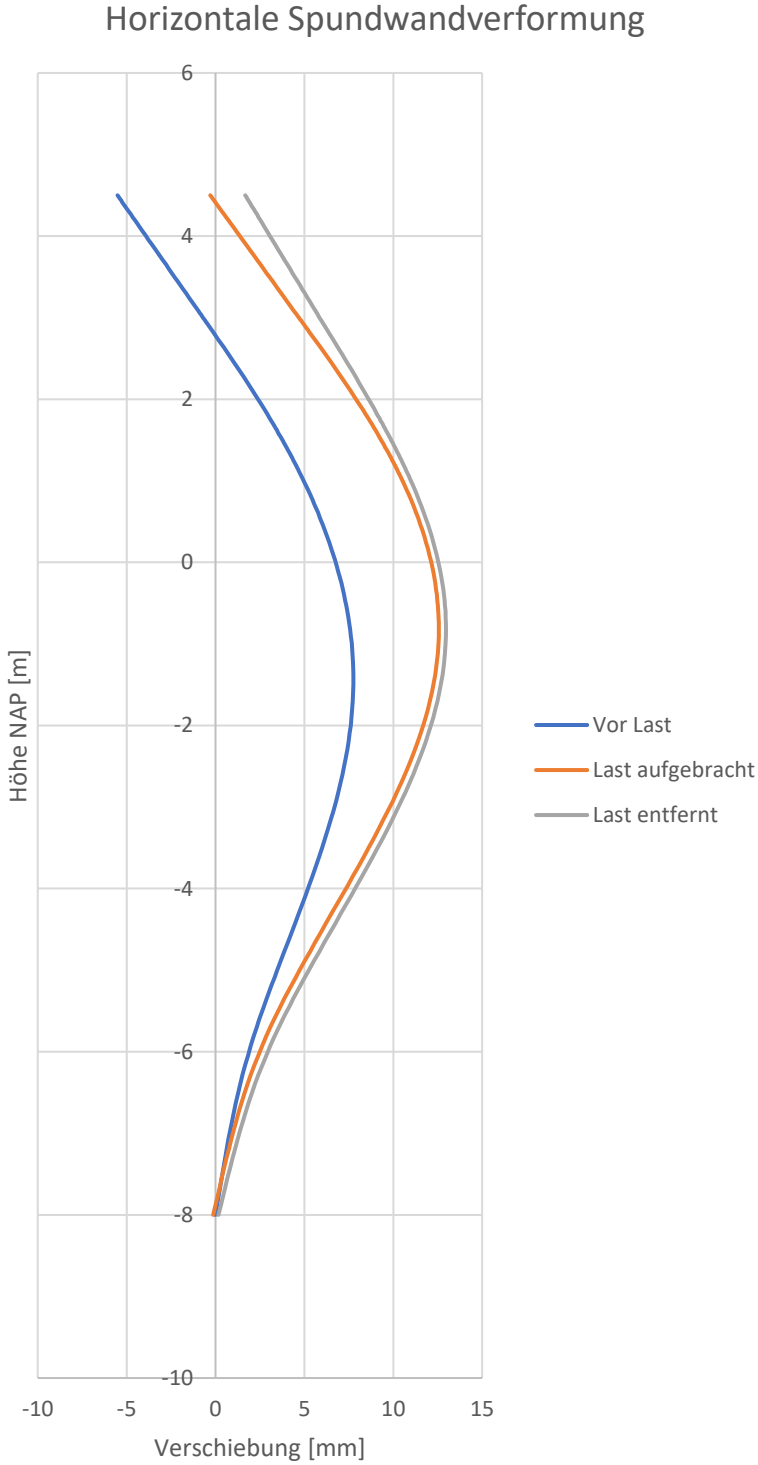


Abbildung 5.6 Spundwandverformungen der numerischen Berechnung

5.4.2 Dehnungen der Geogitter

Die Dehnungen wurden ermittelt, indem die Ergebnisse der Normalkraftverteilung der numerischen Berechnungen für jede Lage ausgelesen und gemäß Formel 2.3 in Dehnungen umgerechnet wurden. Dementsprechend weist die Normalkraftverteilung denselben Verlauf auf wie die Geogitterdehnungen. Auf eine Darstellung der Normalkraftverteilung wird daher verzichtet. Im Folgenden zeigen die Abbildungen 5.7, 5.8 und 5.9 die Dehnungsentwicklung in den Geogitterlagen für die Phasen der Vorspannung (Abbildung 5.7), der Belastung (Abbildung 5.8) und der Entlastung (Abbildung 5.9). Jede der drei Hauptlagen hat übersichtshalber eine andere Farbe (oberste Hauptlage: rot, mittlere Hauptlage: grün, unterste Hauptlage: schwarz). Dabei sind die unteren Lagen (Lage 1.1, 2.1 und 3.1) gestrichelt und die oberen Lagen (Lage 1.2, 2.2 und 3.2) gepunktet dargestellt.

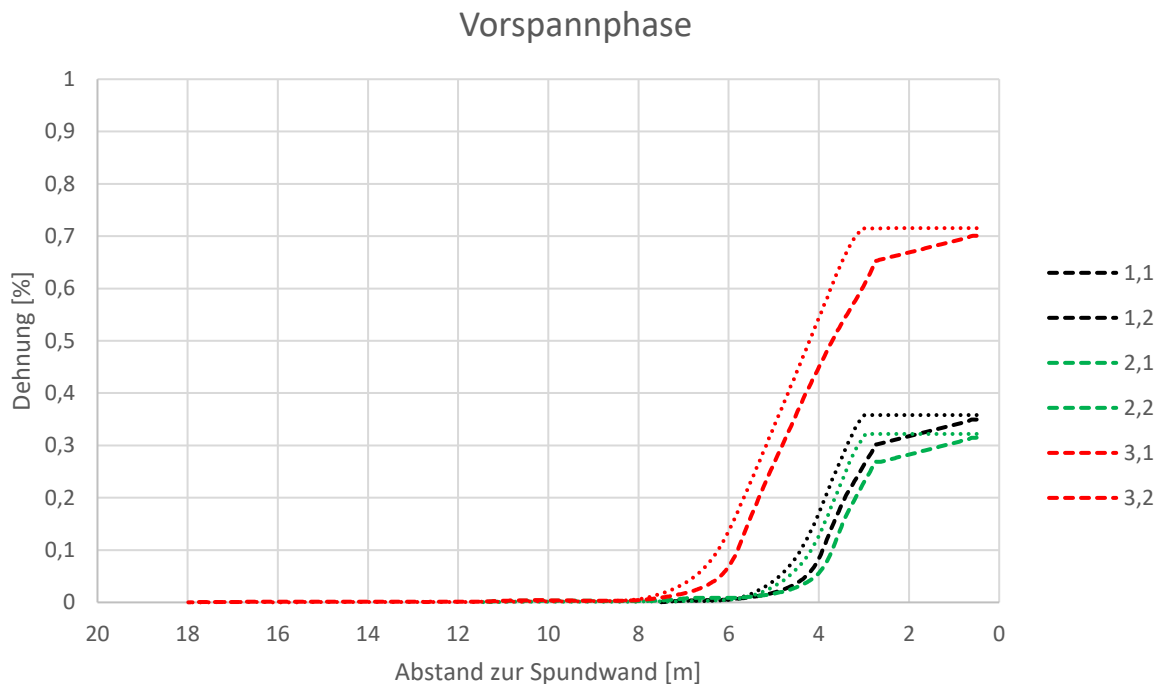


Abbildung 5.7 Dehnungsentwicklung der Geogitterlagen beim Vorspannen

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

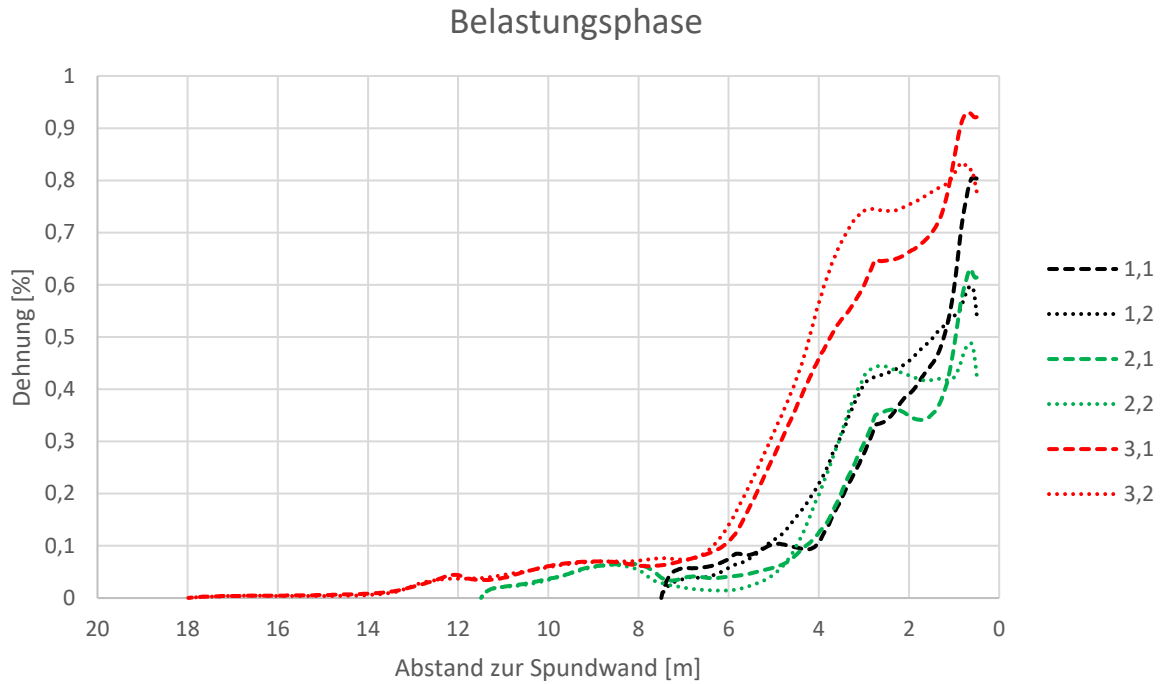


Abbildung 5.8 Dehnungsentwicklung der Geogitterlagen beim Belasten

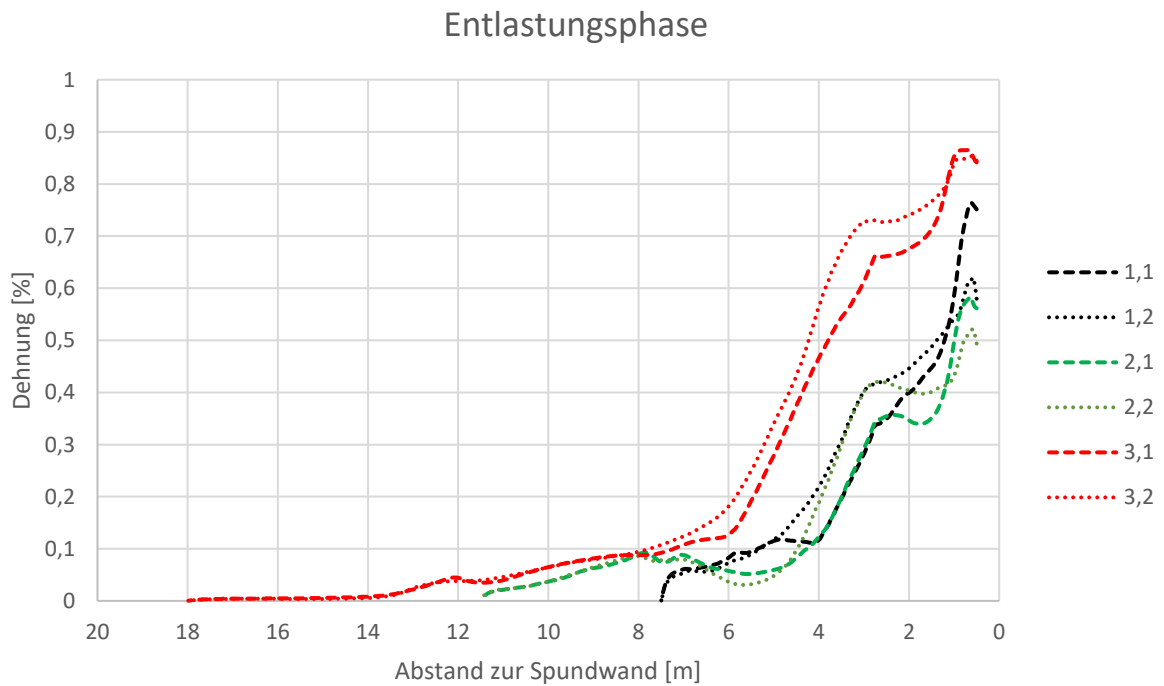


Abbildung 5.9 Dehnungsentwicklung der Geogitterlagen beim Entlasten

Abbildung 5.7 verdeutlicht den Einfluss der Vorspannung auf die Dehnungen im Geogitter. Bereits bei der Vorspannphase werden die größten Dehnungen im vorderen Bereich ohne Bodenüberdeckung erzeugt. Hier fällt auf, dass die Dehnungen der Lagen 1.2, 2.2 und 3.2 bis

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

zur Bodenüberdeckung konstant sind. Die Dehnungen der Lagen 1.1, 2.1 und 3.1 nehmen geringfügig linear ab. Dies ist darauf zurückzuführen, dass beim Vorspannen die Lagen 1.1, 2.1 und 3.1 schon mit 15 cm Boden überdeckt sind, während die Lagen 1.2, 2.2 und 3.2 auf diese 15 cm Bodenüberdeckung frei aufliegen. Die Dehnungen der Lagen 1.1, 1.2, 2.1 und 2.2 sind zu Beginn nahezu identisch und liegen im Bereich von ca. 0,28% bis 0,35%. Die Ursache dafür liegt in der nahezu gleichgroßen Vorspannkraft, mit der die Geogitter im numerischen Modell vorgespannt wurden (vgl. Kapitel 5.3). Dementsprechend sind die Dehnungen in den Lagen 3.1 und 3.2 ungefähr doppelt so groß, da hier mit einer doppelt so großen Vorspannkraft vorgespannt wurde. Die Dehnungen der unteren und der mittleren Hauptlagen nehmen ab der Bodenüberdeckung nahezu linear ab, sodass ab ca. 6 m die Dehnungen dieser zwei Hauptlagen gegen Null gehen. Bei der obersten Hauptlage ist derselbe Effekt zu sehen, jedoch nehmen die Dehnungen ab der Bodenüberdeckung hier bis ca. 8 m linear ab und laufen anschließend gegen Null.

In Abbildung 5.8 ist eindeutig der Einfluss der Totlast auf die Dehnungsentwicklung in den Geogittern zu erkennen. Hier fällt auf, dass zu Beginn die Dehnungen in den unteren Lagen 1.1, 2.1 und 3.1 deutlich höher sind im Vergleich zu den dazugehörigen oberen Lagen 1.2, 2.2 und 3.2. Ab einem Abstand von ca. 1 m zur Spundwand, also direkt beim Beginn der Auflast, sind die Dehnungen der einzelnen Lagen der Hauptlagen annähernd gleich groß. Ab dem Bereich der Auflast weisen die Dehnungen der Lagen 2.1, 2.2 und 3.2 eine Abnahme auf, wobei hier die Dehnungen anschließend geringfügig bis ungefähr zur Auflastmitte wieder zunehmen. Die Dehnungen der Lagen 1.1, 1.2 und 3.1 nehmen ab Beginn der Auflast annähernd linear bis zur Auflastmitte ab. Ab der Auflastmitte nehmen die Dehnungen anschließend in allen Geogitterlagen stark ab, wobei hier die starke Abnahme der Lagen 1.1, 1.2, 2.1 und 2.2 bis ca. 4 m und der Lagen 3.1 und 3.2 bis 6 m zur Spundwand erfolgt. Ab ca. 4 m nehmen die Dehnungen der Lagen 1.1, 1.2, 2.1 und 2.2 bis zum jeweiligen Ende hin kontinuierlich ab. In den Lagen 3.1 und 3.2 nehmen die Dehnungen ab ca. 6 m geringfügig bis ca. 14 m ab, sodass ab 14 m praktisch keine Dehnungen mehr in diesen Lagen auftreten. Die Geogitterlagen 1.1, 1.2, 2.1 und 2.2 scheinen bis zum letzten Meter am Lastabtrag beteiligt zu sein, während die Lagen 3.1 und 3.2 nur bis ca. 14 m am Lastabtrag beteiligt sind. Hier fällt auch auf, dass die oberen und unteren Lagen der jeweiligen Hauptlagen unterschiedlich belastet werden.

Beim Vergleich von Abbildung 5.8 und Abbildung 5.9 fällt auf, dass die Entlastung kaum noch einen Einfluss auf die Dehnungen der Geogitter hat. Durch die Entlastung sind stellenweise geringfügige Zu- und Abnahmen feststellbar, jedoch ändern sich im Großen und Ganzen die Dehnungen kaum.

5.4.3 Setzungen der Totlast

Die Setzungen der Totlast wurden ermittelt, indem die vertikalen *Phase displacements* der Baggermatten in der Belastungsphase, also die vertikalen Verschiebungen der Baggermatten in der Belastungsphase, ausgelesen und in einem Diagramm dargestellt wurden. Da die Baggermatten erst in der Belastungsphase aktiviert wurden, können folglich auch nur die vertikalen *Phase displacements* genau dieser Phase für die Setzungsermittlung herangezogen werden. Die Setzungen sind in Abbildung 5.10 dargestellt.

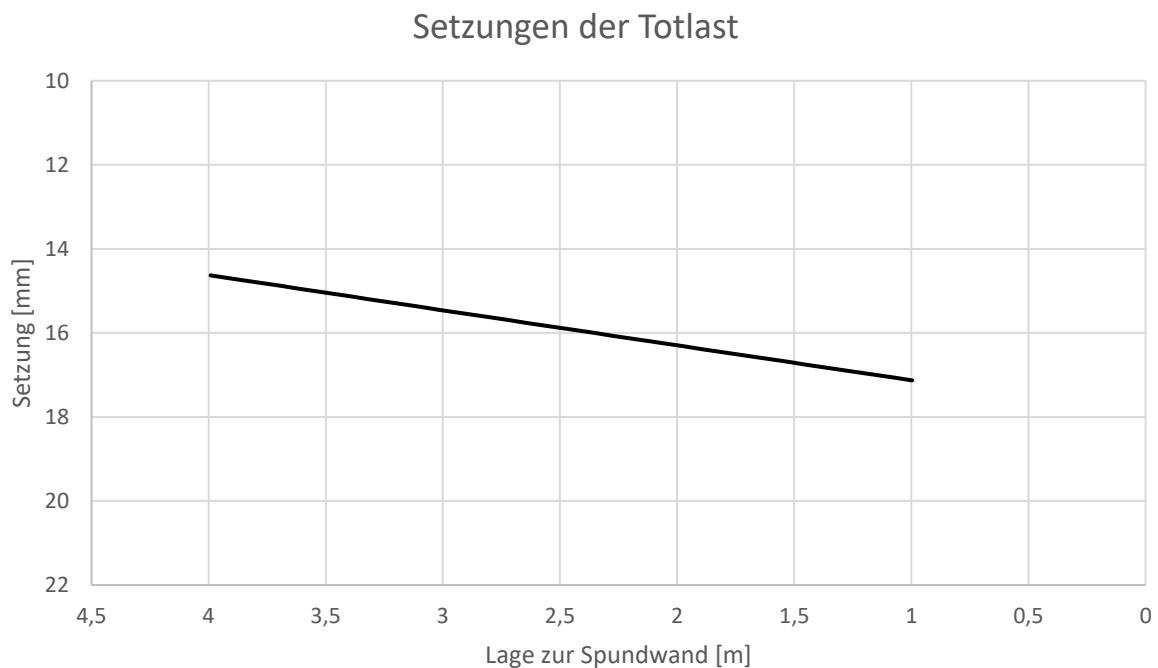


Abbildung 5.10 Setzungen der Totlast in PLAXIS 2D

Die Setzungen liegen zwischen 14,7 mm und 17,1 mm, was einer Setzungsdifferenz von lediglich 2,4 mm entspricht. Durch die Setzungsdifferenz stellt sich eine Schiefstellung in Richtung der Spundwand mit einer Neigung von ca. 0,102% ein.

5.4.4 Erddruck auf die Spundwand

Für die Ermittlung der klassischen Erddruckverteilung wurde der Bodenaufbau, der direkt an der Spundwand angrenzt, ohne die verankerten Geogitter zu Grunde gelegt. Die Ermittlung des Erddruckverlaufs an der Spundwand erfolgte mit der Software GEO5. Dabei wurden sowohl der aktive Erddruck als auch der Erdruhedruck nach Coulomb ermittelt. Für den aktiven Erddruck wird in der Software standardmäßig ein Wandreibungswinkel $\delta = \frac{2}{3} \varphi_k$ angenommen. Der Erdruhedruck wird in der Software für kohäsionslose Böden standardmäßig mit dem Erdruhedruckbeiwert $k_0 = 1 - \sin \varphi_k$ nach Jaki und somit für $\delta = 0$ ermittelt [27]. Für kohäsive

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

Böden wird in der Software der Erdruchdruckbeiwert standardmäßig nach Terzaghi mit $k_0 = \frac{\nu}{1-\nu}$ zu Grunde gelegt, wobei hier für ν der Standardwert 0,2 für die Böden aus PLAXIS 2D übernommen wurde. Die Erddruckverläufe wurden zunächst ohne die Auflast und anschließend mit der Auflast ermittelt. Der klassische Erddruckverlauf ist für den aktiven Fall und den Erdruchdruck mit und ohne Auflast in der Abbildung 5.11 dargestellt.

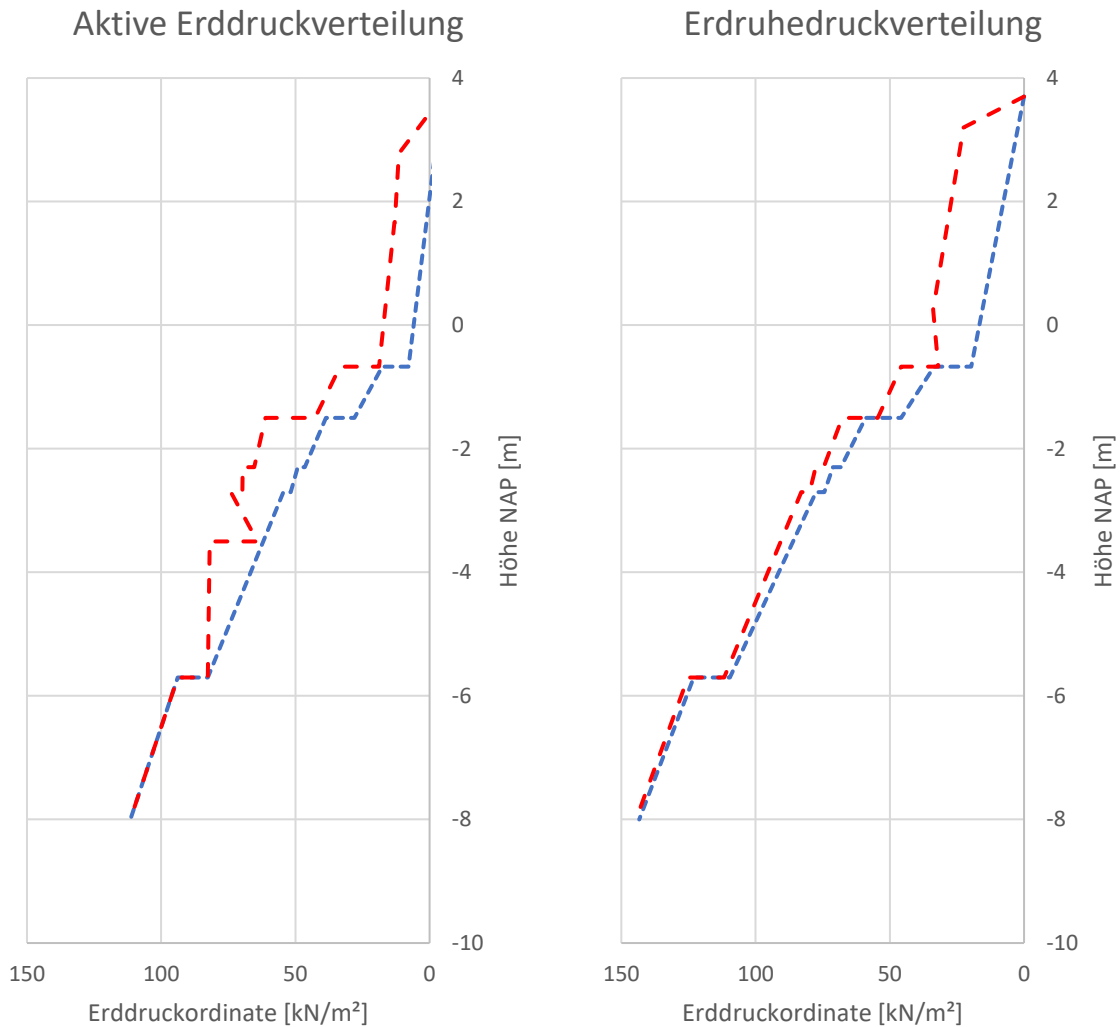


Abbildung 5.11 Klassische Erddruckverteilung für den aktiven Erddruck und den Erdruchdruck ohne Berücksichtigung der verankerten Geogitter (blau: ohne Auflast, rot: mit Auflast)

Hier sei kurz erwähnt, dass der aktive Erddruck ohne Auflast im oberen Bereich negativ ist, da hier die Kapillarkohäsion der bewehrten Erde Zugspannungen erzeugt, die jedoch in der Abbildung nicht angezeigt werden. Die Ordinate des aktiven Erddrucks an der GOK der bewehrten Erde bei +3,70 m NAP liegt bei -4,67 kN/m², sodass der Einfluss auf die Resultierende vernachlässigbar klein ist.

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

Die Resultierenden der klassischen Erddruckverläufe aus Abbildung 5.11 sind mit ihrer jeweiligen Lage bezüglich NAP in Tabelle 5.8 dargestellt.

Tabelle 5.8 Resultierende der klassischen Erddruckverläufe mit der jeweiligen Lage bezüglich NAP ohne Berücksichtigung der verankerten Geogitter

Erddruckverlauf	Größe der Resultierenden [kN/m]	Lage der Resultierenden NAP [m]
Aktiv, ohne Auflast	530,04	-4,98
Aktiv, mit Auflast	622,62	-4,34
Erdruhedruck, ohne Auflast	747,97	-4,65
Erdruhedruck, mit Auflast	858,15	-4,02

Von besonderem Interesse hier ist, ob sich die Resultierende des Erddrucks der numerischen Berechnungen in der Größenordnung des klassischen aktiven Erddrucks oder des klassischen Erdruhedrucks befindet. Zum Vergleich ist daher in Abbildung 5.12 der Erddruckverlauf im Modell für die Phase vor der Belastung und der Lastaufbringung unter Berücksichtigung der verankerten und vorgespannten Geogitter dargestellt (durchgezogene Linie). Hier lässt sich gut erkennen, dass die Auflast im oberen Bereich den Erddruckverlauf deutlich beeinflusst und vergrößert. Ab ca. -2,30 m NAP sind die Verläufe nahezu identisch. Zum Vergleich und zur Überprüfung auf Plausibilität ist in Abbildung 5.12 ebenfalls der Erddruck im numerischen Modell ohne die Geogitter sowohl ohne als auch mit der Auflast dargestellt (gestrichelte Linie). Tabelle 5.9 enthält die Größe der Erddruckverläufe aus Abbildung 5.12 mit der jeweiligen NAP-Höhe.

Tabelle 5.9 Größe und Lage der Resultierenden des Erddrucks mit und ohne Auflast bezüglich NAP im numerischen Modell

Erddruckverlauf	Größe der Resultierenden [kN/m]	Lage der Resultierenden NAP [m]
Ohne Auflast – mit Geogitter	808,90	-4,32
Mit Auflast – mit Geogitter	860,60	-4,10
Ohne Auflast – ohne Geogitter	702,6	-5,03
Mit Auflast – ohne Geogitter	693,3	-4,65

Bei einem Vergleich der Tabelle 5.8 mit Tabelle 5.9 wird deutlich, dass die Größe der Resultierenden des Erddrucks der numerischen Berechnung unter Berücksichtigung der verankerten und vorgespannten Geogitter in der Größenordnung der Resultierenden des Erdruhedrucks liegt, wobei die Resultierende der numerischen Berechnungen stets größer ist. Ohne die Auflast liegt die Abweichung bei unter 10%; mit der Auflast sind sie nahezu identisch

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

und die Abweichung liegt bei unter einem Prozent. Auch die Lage der Resultierenden liegt ungefähr auf derselben NAP-Höhe. In Abbildung 5.12 sind auch Erddruckkonzentrationen in den Stützbereichen bei +3,00 m, +1,80 m und +1,20 m NAP und Entlastungen in den Wandbereichen zwischen den Stützpunkten aufgrund der Verankerungen gemäß der Theorie der Erddruckumlagerung in der EAB sichtbar, wobei hier die Erddruckverläufe ansatzweise dem umgelagerten Verlauf aus Abbildung 3.44 entsprechen. Ferner liegt die Größe der Resultierenden des Erddrucks der numerischen Berechnung ohne Berücksichtigung der verankerten und vorgespannten Geogitter zwischen dem aktiven Erddruck und dem Erdruhedruck. Der Erddruckverlauf ohne Berücksichtigung der Geogitter entspricht annähernd dem klassischen Erddruckverlauf und weist keine Sprünge in den Stützbereichen auf. Dies bestätigt die Theorie der Erddruckumlagerung gemäß der EAB, da durch den Vergleich deutlich wird, dass in den Stützbereichen ein höherer Erddruck und zwischen den Stützbereichen ein geringerer Erddruck wirkt.

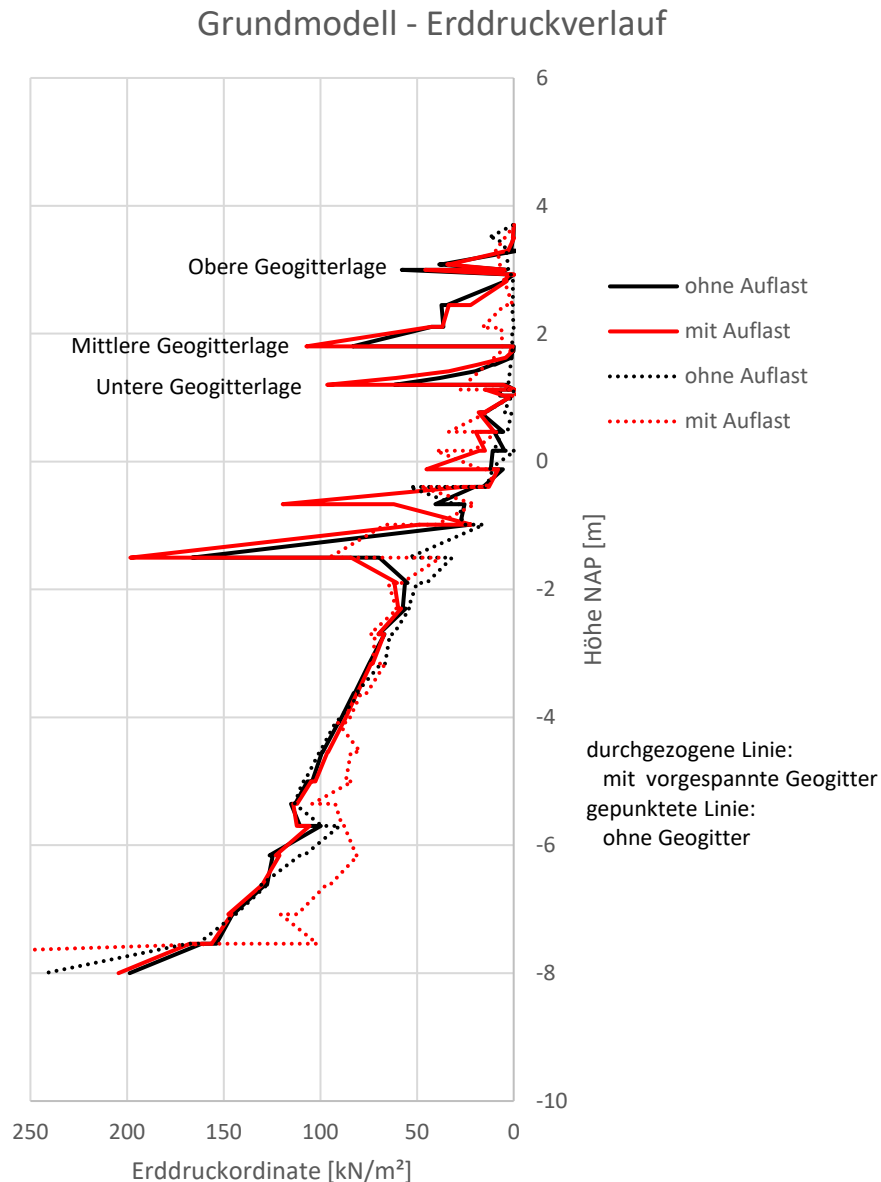


Abbildung 5.12 Erddruckverlauf an der Spundwand in PLAXIS 2D mit und ohne Auflast

5.4.5 Bruchmechanismus und Bruchkörper

Um den Bruchmechanismus bzw. den Bruchkörper mittels der numerischen Berechnungen abzuschätzen, wurde eine c - φ -Reduktion durchgeführt. Bei einer c - φ -Reduktion wird der relevanten Phase (hier: die Phase der Belastung mit der Totlast) eine weitere Phase nachgestellt. Für die zusätzliche Phase wird bei den Berechnungsoptionen *Safety* als *Calculation type* ausgewählt, alles andere bleibt dabei unverändert. Dadurch werden die Parameter c und φ für Schritt für Schritt reduziert, bis ein Versagen des Systems auftritt. Im *Output* lässt sich das Ergebnis der c - φ -Reduktion bzw. der Bruchkörper einsehen, indem unter *Deformations* die inkrementellen deviatorischen Dehnungen $\Delta\gamma_s$ ausgewählt werden. Beim

5.4 Berechnungsergebnisse des numerischen Modells

ersten Anlauf war kein Bruchmechanismus bzw. keine Scherfuge zu sehen, da der Boden stets im Bereich des Beginns der Einbindetiefe auf der Luftseite aufgrund von sehr großen Verschiebungen nach oben lokal versagte. Daher wurde dieser Bereich mit einer kurzen Platte verstärkt, die eine sehr hohe Dehn- und Biegesteifigkeit aufweist und an der Spundwand angrenzt. Somit wurde der lokale Versagensbereich verstärkt und die c - φ -Reduktion erneut durchgeführt. Abbildung 5.13 zeigt das Ergebnis der c - φ -Reduktion.

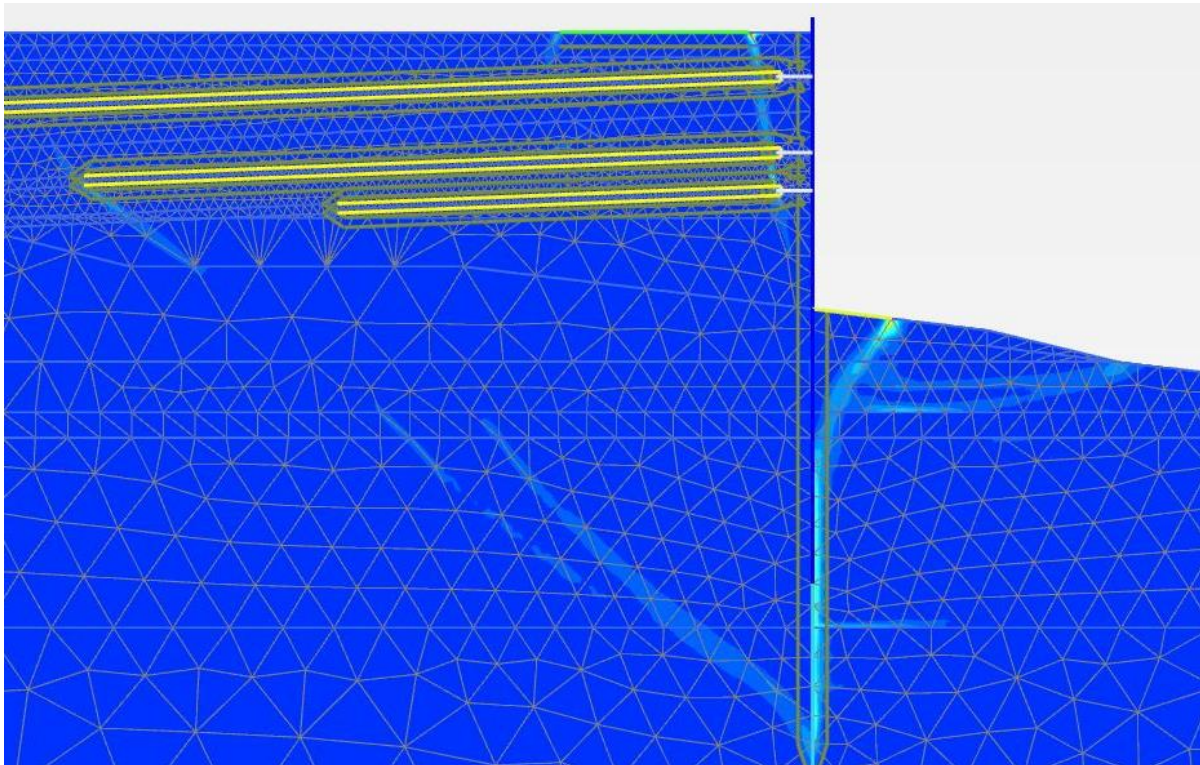


Abbildung 5.13 Ergebnis der c - φ -Reduktion

In Abbildung 5.13 sind die Scherfugen auf der Luftseite nicht relevant. Die Scherfuge auf der Luftseite, die am Ende der zusätzlich eingebauten Platte und der Spundwand in einem ca. 60° Winkel zur Horizontalen verläuft, ist auf das lokale Versagen in diesem Bereich zurückzuführen und ist daher nicht von Bedeutung. Auf der bewehrten Seite lassen sich drei Scherfugen erkennen. Die erste Scherfuge deutet eine tiefe Gleitfuge an, die sich ansatzweise zwischen dem untersten Punkt der Spundwand und dem Ende der unteren Geogitter ausbildet. Die zweite Scherfuge deutet ebenfalls eine weitere tiefe Gleitfuge an, die sich ansatzweise zwischen dem untersten Punkt der Spundwand und dem Ende der mittleren Geogitterlage ausbildet. Da die ersten beiden Scherfugen nicht vollständig ausgebildet sind, kann sich auch kein vollständiger Bruchkörper entwickeln, sodass ein globales Versagen des gesamten Systems auszuschließen ist. Oberhalb des Endes der zweiten Geogitterlage sind keine

5.5 Parametervariation

Scherfugen mehr feststellbar. Viel deutlicher jedoch lässt sich die dritte Scherfuge erkennen, die einen fast vollständigen Bruchkörper darstellt. Dieser verläuft ab dem Beginn der Totlast bis unterhalb des Anschlusses der unteren Geogitterlage unter einem 80°-Winkel zur Horizontalen. Eine Detailansicht der dritten Scherfuge ist in Abbildung 5.14 dargestellt. Hier fällt auf, dass sich der fast vollständige Bruchkörper annähernd im unbewehrten Bereich ausbildet, gemäß dem Bruchkörper einer unbewehrten Bodenprobe aus Abbildung 3.28 nach Ruiken [5]. Das Versagen des Systems in den numerischen Berechnungen ist daher auf das lokale Versagen des Bodens im unbewehrten Bereich zurückzuführen.

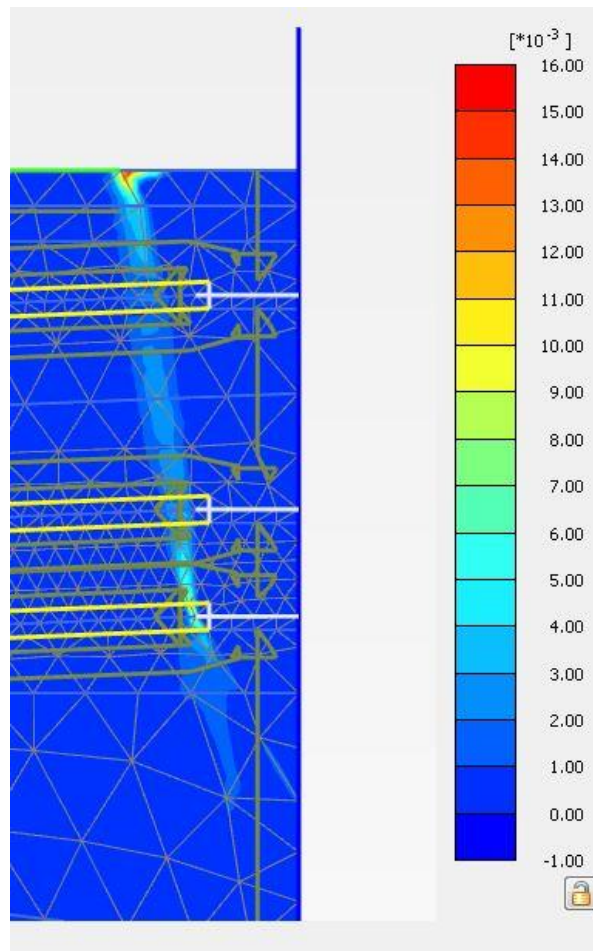


Abbildung 5.14 Detailansicht der dritten Scherfuge in der Nähe der Spundwand im unbewehrten Bereich

5.5 Parametervariation

Die Parametervariation wurde durchgeführt, um einerseits die Robustheit des Systems bei Streuungen der Parameter zu untersuchen und andererseits die Parameter zu ermitteln, die einen großen Einfluss auf das gesamte Tragverhalten bzw. Systemverhalten haben. Prinzipiell kann die Größenordnung jedes Parameters variiert werden und so der Einfluss auf die Systemrobustheit und das Systemverhalten untersucht werden. Für die vorliegende Arbeit

5.5 Parametervariation

wurden größtenteils Parameter ausgewählt, die im Allgemeinen nicht genau bekannt oder nur abschätzbar sind. Bei den Parametern handelt es sich um Folgende:

- Die Kohäsion der bewehrten Erde: c [kN/m²]
- Die Steifigkeiten der bewehrten Erde: E [kN/m²]
- Der Interfacebeiwert zwischen bewehrter Erde und Geogitter: $R_{\text{inter,GG}}$ [-]
- Der Interfacebeiwert zwischen bewehrter Erde und Spundwand: $R_{\text{inter,SW}}$ [-]
- Die Vorspannkraft: P [kN/m]

Es wurden 6 Variationen durchgeführt, die in Tabelle 5.10 aufgelistet sind.

Tabelle 5.10 Übersicht über die Parametervariation

Parametervariation	c [kN/m ²]	E [kN/m ²]	$R_{\text{inter,GG}}$ [-]	$R_{\text{inter,SW}}$ [-]	P [kN/m]
A1	-42,9%	-20%	-	-	-
A2	+42,9%	+20%	-	-	-
B1	-	-	-10%	-10%	-
B2	-	-	-20%	-20%	-
C1	-	-	-	-	0
C2	-	-	-	-	+25%

Die Kohäsion und die Steifigkeit der bewehrten Erde wurden jeweils zusammen variiert, so auch der Interfacebeiwert zwischen bewehrter Erde und Geogitter und bewehrter Erde und Spundwand. Nur die Vorspannkraft wurde ohne einen weiteren Parameter variiert. Somit ergeben sich 6 Variationen. Da im Grundmodell die Kohäsion der bewehrten Erde einen Wert von 7 kN/m² aufweist, wurde diese deutlich stärker variiert im Vergleich zur Steifigkeit der bewehrten Erde, da eine Reduzierung bzw. Erhöhung um 20% vermutlich keinen großen Einfluss hat. Einer Erhöhung des Interfacebeiwertes zwischen bewehrter Erde und Geogitter war nicht möglich, da dieser Wert schon bei 1 liegt, sodass hier die Werte für die bewehrte Erde und den Geogittern und der bewehrten Erde und der Spundwand um 10% bzw. 20% reduziert wurden. Bei der Vorspannkraft wurde das gesamte System einmal ohne Vorspannung der Geogitter berechnet und einmal mit einer erhöhten Vorspannkraft jeder Geogitterlage um 25%.

Die Ergebnisse der Parametervariationen sind in den folgenden Unterkapiteln dargestellt.

5.5.1 Spundwandverformungen

In Abbildung 5.15 sind die Auswirkungen der Parametervariation auf die Spundwandverformung dargestellt. Die Auswirkungen der Parametervariation lassen sich gut in Form von einer Verschiebungsdifferenz der Horizontalverschiebungen im Vergleich zum Grundmodell beschreiben. Hier wird deutlich der Einfluss der Vorspannung der Geogitter sichtbar, insbesondere der Einfluss ohne den Ansatz einer Vorspannkraft (Variation C1).

5.5 Parametervariation

In der Phase vor der Belastung sind die Horizontalverschiebungen der Spundwand für die Parametervariation C1 am größten, gefolgt von der Parametervariation C2. Ohne eine Vorspannkraft wird die Spundwand weiter in Richtung der Luftseite verschoben. Die Verschiebungsdifferenz ist am obersten Punkt der Spundwand am größten und beträgt $\Delta u_x = 9,3$ mm. Die Verschiebungsdifferenz nimmt mit der Tiefe ab, sodass ab einer NAP-Höhe von ca. -3,00 m kaum noch ein Unterschied zum Grundmodell mehr festgestellt werden kann. Eine Erhöhung der Vorspannkraft um 25% bewirkt das Gegenteil: die Spundwand verschiebt sich stärker in Richtung der bewehrten Erde, wobei die Verschiebungsdifferenz am obersten Punkt der Spundwand ebenfalls am größten ist im Vergleich zum Grundmodell. Hier beträgt die maximale Verschiebungsdifferenz $\Delta u_x = 2,2$ mm. Auch hier nimmt die Verschiebungsdifferenz mit der Tiefe ab, sodass ab einer NAP-Höhe von ca. -0,50 m kaum noch ein Unterschied zum Grundmodell mehr besteht. Die Parametervariationen A1, A2, B1 und B2 haben kaum einen Einfluss auf die horizontalen Spundwandverformungen.

In der Belastungsphase ist der Trend ähnlich wie in der Phase davor, da die Parametervariationen größtenteils dieselben Verformungsfiguren aufweisen. Hier lässt sich ein kleiner Einfluss der Parametervariation A1 erkennen (geringere Kohäsion und geringere Steifigkeit der bewehrten Erde). Die Horizontalverschiebungen der Parametervariation A1 sind ab der Spitze der Spundwand bis zur NAP-Höhe von ca. -4,00 m um ca. 1 mm größer im Vergleich zum Grundmodell. Die größten Verschiebungen treten – wie in der Phase davor – für die Parametervariation C1 auf, gefolgt von der Parametervariation C2. Für die Parametervariation C1 beträgt am obersten Punkt der Spundwand die maximale Verschiebungsdifferenz $\Delta u_x = 15,5$ mm. Die Verschiebungsdifferenz nimmt bis zur NAP-Höhe von ca. -5,00 m weiter ab, sodass ab dieser Höhe kaum ein Unterschied mehr im Vergleich zum Grundmodell festzustellen ist. Bei der Parametervariation C2 beträgt am obersten Punkt der Spundwand die maximale Verschiebungsdifferenz $\Delta u_x = 3,1$ mm. Die Verschiebungsdifferenz nimmt bis zur NAP-Höhe von ca. -2,50 m weiter ab, sodass ab dieser Höhe kaum ein Unterschied mehr im Vergleich zum Grundmodell festzustellen ist. Die Parametervariationen A2, B1 und B2 haben weiterhin kaum einen Einfluss auf die Horizontalverschiebungen der Spundwand.

In der Entlastungsphase sind die Verformungsfiguren der Parametervariationen nahezu identisch mit den Verformungsfiguren aus der Belastungsphase. Lediglich im obersten Bereich der Spundwand sind die Verschiebungen je nach Parametervariation um ca. 0 mm bis 2 mm größer.

5.5 Parametervariation

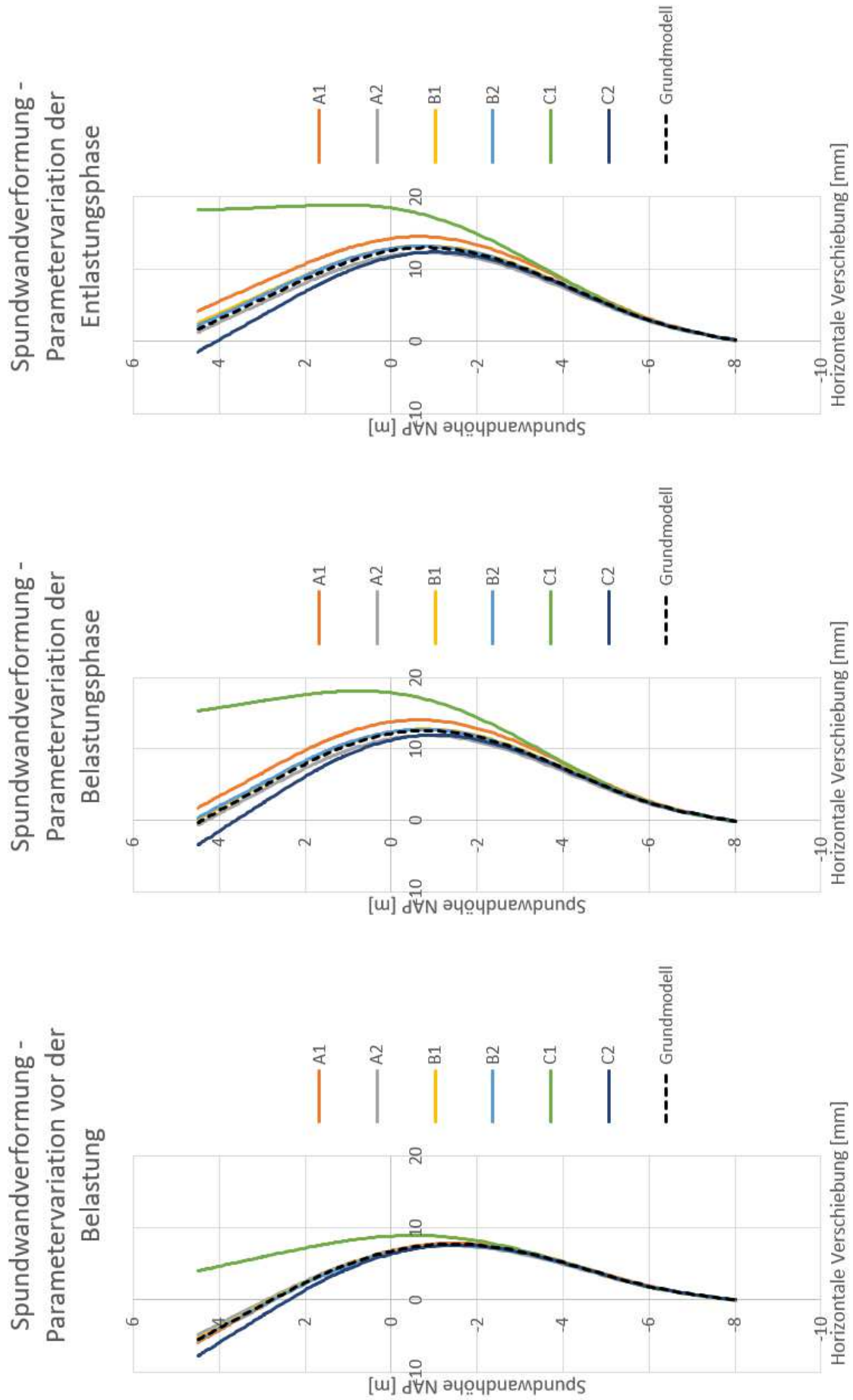


Abbildung 5.15 Auswirkung der Parametervariation auf die Horizontalverschiebungen der Spundwand

5.5.2 Dehnungen der Geogitter

Der Einfluss der Parametervariation auf die Dehnungen in den Geogittern wurde nur für die Geogitterlagen 2.1, 3.1 und 3.2 untersucht, da einerseits für diese Lagen auch Messergebnisse vorliegen und andererseits aufgrund der hohen Anzahl an Daten und Diagrammen eine gewisse Einschränkung erfolgen musste, um nicht den Umfang der vorliegenden Arbeit zu sprengen. Es ist davon auszugehen, dass die Ergebnisse der Parametervariationen bezüglich der Geogitterlagen 2.1, 3.1 und 3.2 qualitativ auf die Geogitterlagen 1.1, 1.2 und 2.2 übertragbar sind.

Die Dehnungen der Geogitterlage 2.1 sind in Abbildung 5.16 dargestellt. Auch hier lässt sich der Einfluss der Vorspannung deutlich erkennen, da die Dehnungen zum Großteil von der Vorspannung abhängig sind. Bei der Vorspannphase ist die Parametervariation C1 nicht vorhanden, da aufgrund einer nicht vorhandenen Vorspannung keine Dehnungen auftreten können. Für die Vorspannphase sind die Dehnungen der Parametervariation C2 entsprechend der prozentualen Erhöhung der Vorspannkraft stets um 25% größer im Vergleich zum Grundmodell. Ab ca. 8 m sind, wie im Grundmodell, praktisch keine Dehnungen mehr vorhanden. Ab der Bodenüberdeckung bei ca. 3 m lässt sich auch ein geringer Einfluss der Parametervariationen A1, A2 und B2 erkennen. Bei der Parametervariation A1 (geringere Kohäsion und geringere Steifigkeit des bewehrten Bodens) sind die Dehnungen leicht erhöht, während die Dehnungen für die Parametervariationen A2 (erhöhte Kohäsion und Steifigkeit des bewehrten Bodens) und B2 (Interfacebeiwerte um 20% reduziert) geringfügig kleiner sind. Bei der Parametervariation B1 sind die Dehnungen kaum größer im Vergleich zum Grundmodell.

Bei der Belastungsphase sind die Dehnungen zunächst für alle Parametervariationen identisch. Im Bereich der Auflast bei 1 m bis 4 m lässt sich ein deutlicher Einfluss erkennen. Im Bereich von 1 m bis 2,5 m sind die Dehnungen konstant, während im Bereich von 2,5 m bis 4 m die Dehnungen wieder abnehmen. Dies ist vermutlich auf die sich einstellende Schiefstellung der Totlast in Richtung der Spundwand zurückzuführen. Aufgrund der Schiefstellung wirkt auf der rechten Seite der Totlast eine größere Spannung auf den Boden und somit auch auf die Wegaufnehmer, sodass diese quasi „festgehalten“ werden und sich nicht verformen können. Dementsprechend wirkt auf der linken Seite eine geringere Spannung, sodass hier mit zunehmendem Abstand die Dehnungen abnehmen. Die größte Dehnungsdifferenz ergibt sich für die Parametervariation C1 (keine Vorspannung der Geogitter) und beträgt $\Delta\varepsilon = -0,07\%$ im Bereich der rechten Seite der Auflast. Die zweitgrößte Dehnungsdifferenz liegt für die Parametervariation C2 (25% mehr Vorspannkraft) vor. Hier beträgt die maximale Dehnungsdifferenz $\Delta\varepsilon = +0,04\%$. Die Parametervariationen A1 (geringere Kohäsion und geringere Steifigkeit des bewehrten Bodens) und A2 (erhöhte

5.5 Parametervariation

Kohäsion und erhöhte Steifigkeit des bewehrten Bodens) haben im Bereich der rechten Seite der Auflast ebenfalls einen kleinen Einfluss auf die Dehnungen. Während die Dehnungen der Parametervariation A1 im Vergleich zum Grundmodell geringfügig größer sind, sind die Dehnungen der Parametervariation A2 geringfügig kleiner. Im Bereich der linken Seite der Auflast, also im Bereich von 2,5 m bis 4 m, liegen die Dehnungen aller Parametervariationen annähernd im selben Bereich wie im Grundmodell. Ab 4 m liegen die Dehnungen aller Parametervariationen außer für A1 und C1 weiterhin in der Größenordnung der Dehnungen des Grundmodells. Für Die Parametervariationen A1 und C1 sind die Dehnungen bereichsweise um 0,01% bis 0,05% größer.

In der Entlastungsphase sind die Dehnungen annähernd identisch mit den Dehnungen in der Belastungsphase. Lediglich im Anschlussbereich der Geogitter sind die Dehnungen geringfügig kleiner im Vergleich zur Belastungsphase.

5.5 Parametervariation

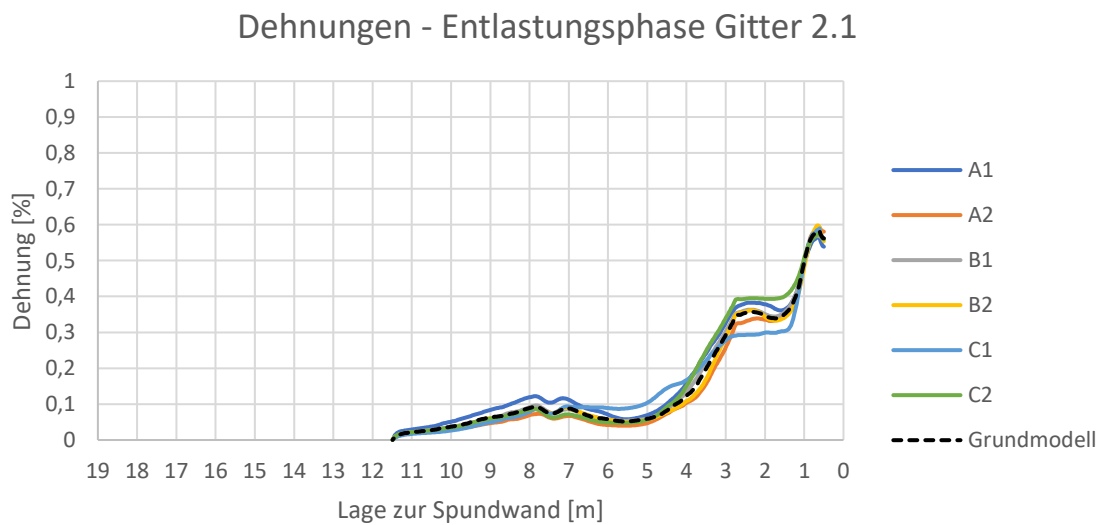
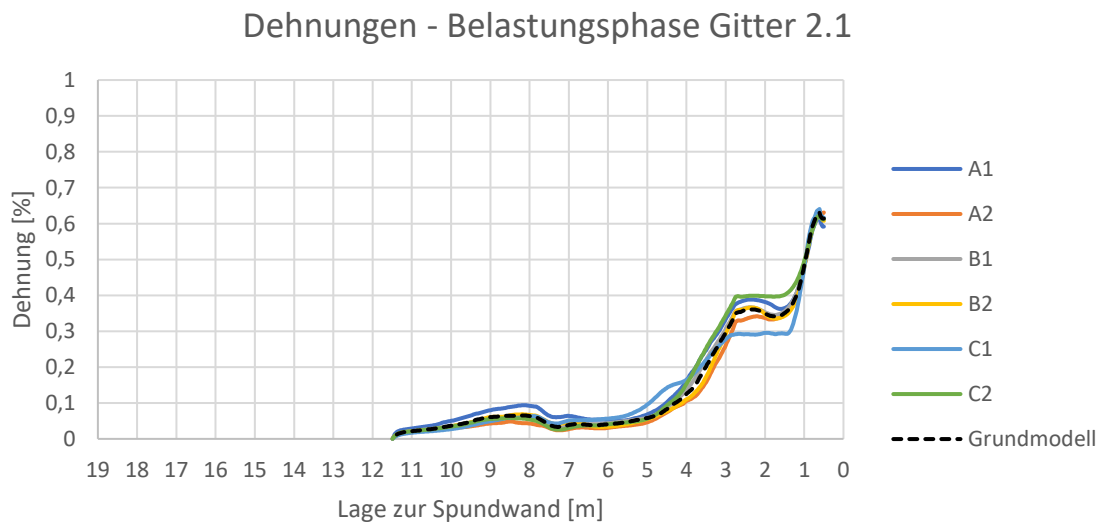
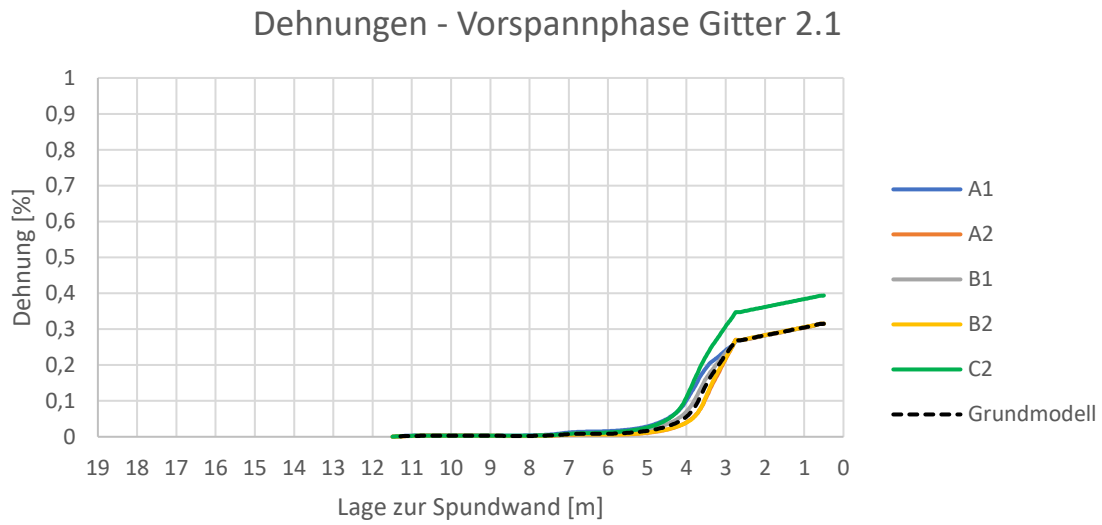


Abbildung 5.16 Auswirkung der Parametervariation auf die Dehnungen der Geogitterlage 2.1

5.5 Parametervariation

Die Dehnungen der Geogitterlage 3.1 sind in Abbildung 5.17 dargestellt. In der Vorspannphase ist der Verlauf der Dehnungen der Geogitterlage 3.1 qualitativ mit den Dehnungen der Geogitterlage 2.1 identisch. Auch hier lässt sich der Einfluss der Vorspannung deutlich erkennen. Für die Vorspannphase sind die Dehnungen der Parametervariation C2 entsprechend der prozentualen Erhöhung der Vorspannkraft ebenfalls stets um 25% größer im Vergleich zum Grundmodell. Ab ca. 8 m sind, wie im Grundmodell, praktisch keine Dehnungen mehr vorhanden. Ab der Bodenüberdeckung bei ca. 3 m lässt sich auch ein geringer Einfluss der Parametervariationen A1, A2 und B2 erkennen. Bei der Parametervariation A1 (geringere Kohäsion und geringere Steifigkeit des bewehrten Bodens) sind die Dehnungen leicht erhöht, während die Dehnungen für die Parametervariationen A2 (erhöhte Kohäsion und Steifigkeit des bewehrten Bodens) und B2 (Interfacebeiwerte um 20% reduziert) geringfügig kleiner sind. Bei der Parametervariation B1 sind die Dehnungen geringfügig größer im Vergleich zum Grundmodell.

Bei der Belastungsphase sind schon zu Beginn deutliche Unterschiede in der Dehnungsverteilung für die Parametervariationen A1, C1 und C2 zu erkennen, während die Dehnungen der restlichen Parametervariationen kaum vom Grundmodell abweichen. Hier fällt jedoch auf, dass für alle Parametervariationen nach einem kleinen anfänglichen peak die Dehnungen ab Beginn der Auflast bis zur Mitte der Auflast (der Bereich von 1 m bis 2,5 m) deutlich reduziert werden. Die maximale Dehnungsdifferenz der Parametervariation C2 beträgt dabei $\Delta\varepsilon = +0,18\%$ und ist somit deutlich größer im Vergleich zum Grundmodell. Die Dehnungen der Parametervariation C1 sind im genannten Bereich schon zu Beginn deutlich geringer im Vergleich zum Grundmodell mit einer maximalen Dehnungsdifferenz von $\Delta\varepsilon = -0,59\%$. Für die Parametervariation A1 ist im genannten Bereich lediglich das peak um ca. 0,04% größer. Während die Dehnungen aller Parametervariationen im Bereich zwischen der Mitte der Auflast bei 2,5 m bis zwischen 5 m und 8 m (je nach Parametervariation) weiterhin deutlich abnehmen und einen Wert von ca. 0,10% erreichen, steigt die Dehnung der Parametervariation C1 ab Mitte der Auflast bis zum Ende der Auflast um knapp 0,09% wieder an und erreicht einen Wert von 0,15%. Anschließend sind wieder eine geringe Dehnungsabnahme und eine noch geringere Dehnungszunahme feststellbar. Der Dehnungsverlauf der Parametervariation C1 ähnelt einer Schwingung mit abnehmender Amplitude. Die Dehnung der Parametervariation C2 ist ab der Mitte der Auflast stets größer im Vergleich zum Grundmodell, so auch die Dehnung der Parametervariationen A1 und B1, wobei die Dehnung der Parametervariation B1 stets geringer ist als die Dehnung der Parametervariation A1 und die Dehnung der Parametervariation A1 geringer ist als die Dehnung der Parametervariation C2. Die Dehnungen der Parametervariationen A2 und B2 sind ab der Mitte der Auflast stets geringfügig kleiner. Je nach Parametervariation sind die Dehnungen ab einer gewissen Lage zur Spundwand kaum noch von den Dehnungen des

5.5 Parametervariation

Grundmodells zu unterscheiden. In der Entlastungsphase sind die Dehnungen annähernd identisch mit den Dehnungen in der Belastungsphase. Lediglich im Anschlussbereich der Geogitter sind die peaks der Dehnungen je nach Parametervariation geringfügig kleiner oder größer im Vergleich zur Belastungsphase.

5.5 Parametervariation

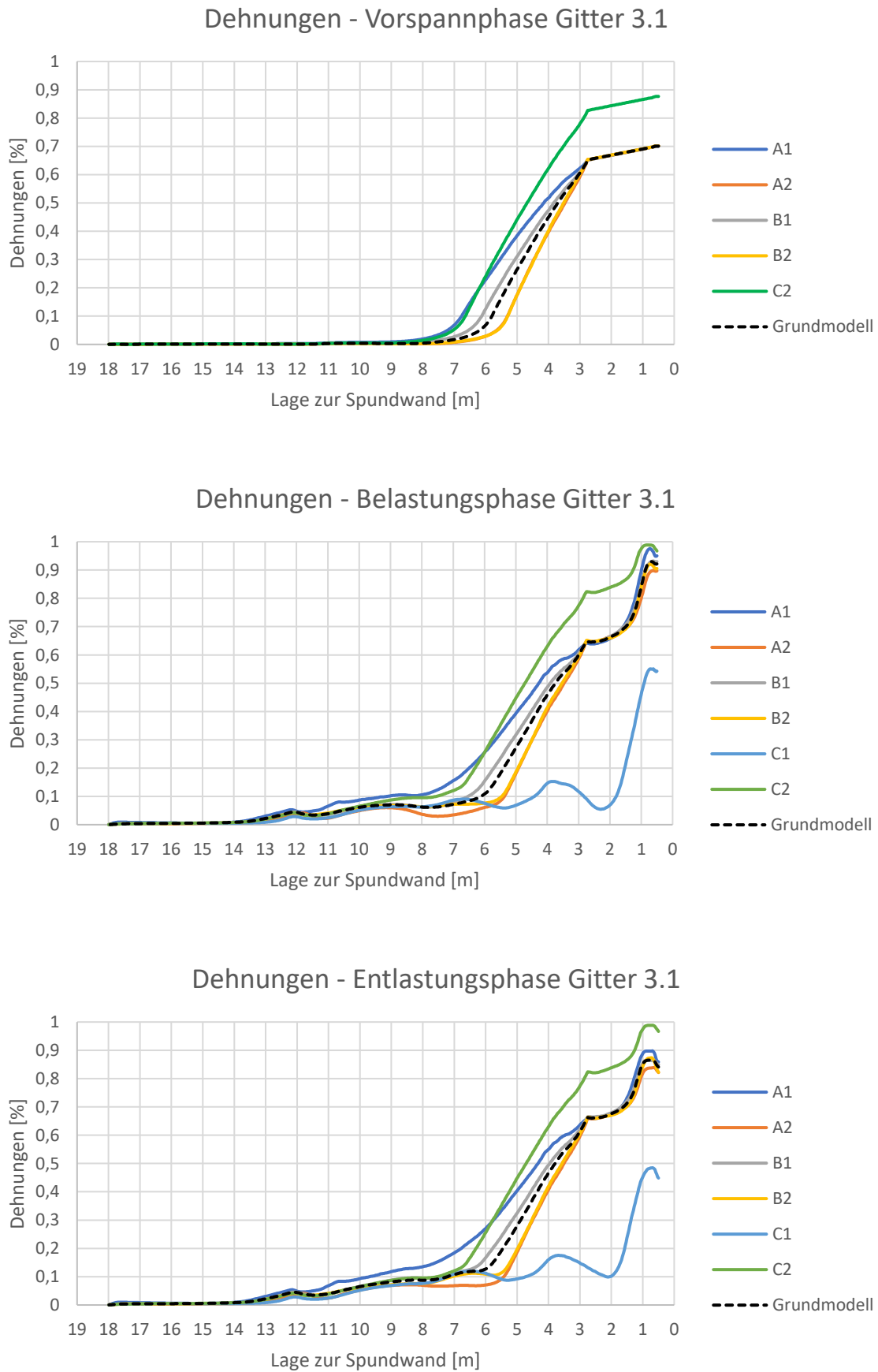


Abbildung 5.17 Auswirkung der Parametervariation auf die Dehnungen der Geogitterlage 3.1

5.5 Parametervariation

Die Auswirkungen der Parametervariation auf die Dehnungen der Geogitterlage 3.2 sind größtenteils identisch mit den Dehnungen der Geogitterlage 3.1. Der einzig deutliche Unterschied ist im Bereich des Anschlusses der Geogitter bis zur Mitte der Auflast zu erkennen. Während in diesem Bereich in der Vorspannphase die Dehnungen der Geogitterlage 3.1 etwas größer sind und linear abnehmen, sind die Dehnungen der Geogitterlage 3.1 konstant. In der Belastungs- und Entlastungsphase nehmen die Dehnungen, wie in der Geogitterlage 3.1, ebenfalls ab, jedoch ist hier die Dehnungsabnahme geringer. Die einzige Ausnahme ist die Parametervariation A1 mit einer annähernd identischen Dehnungsverteilung wie in der Geogitterlage 3.1. Die Dehnungen der Geogitterlage 3.2 sind in Abbildung 5.18 dargestellt.

5.5 Parametervariation

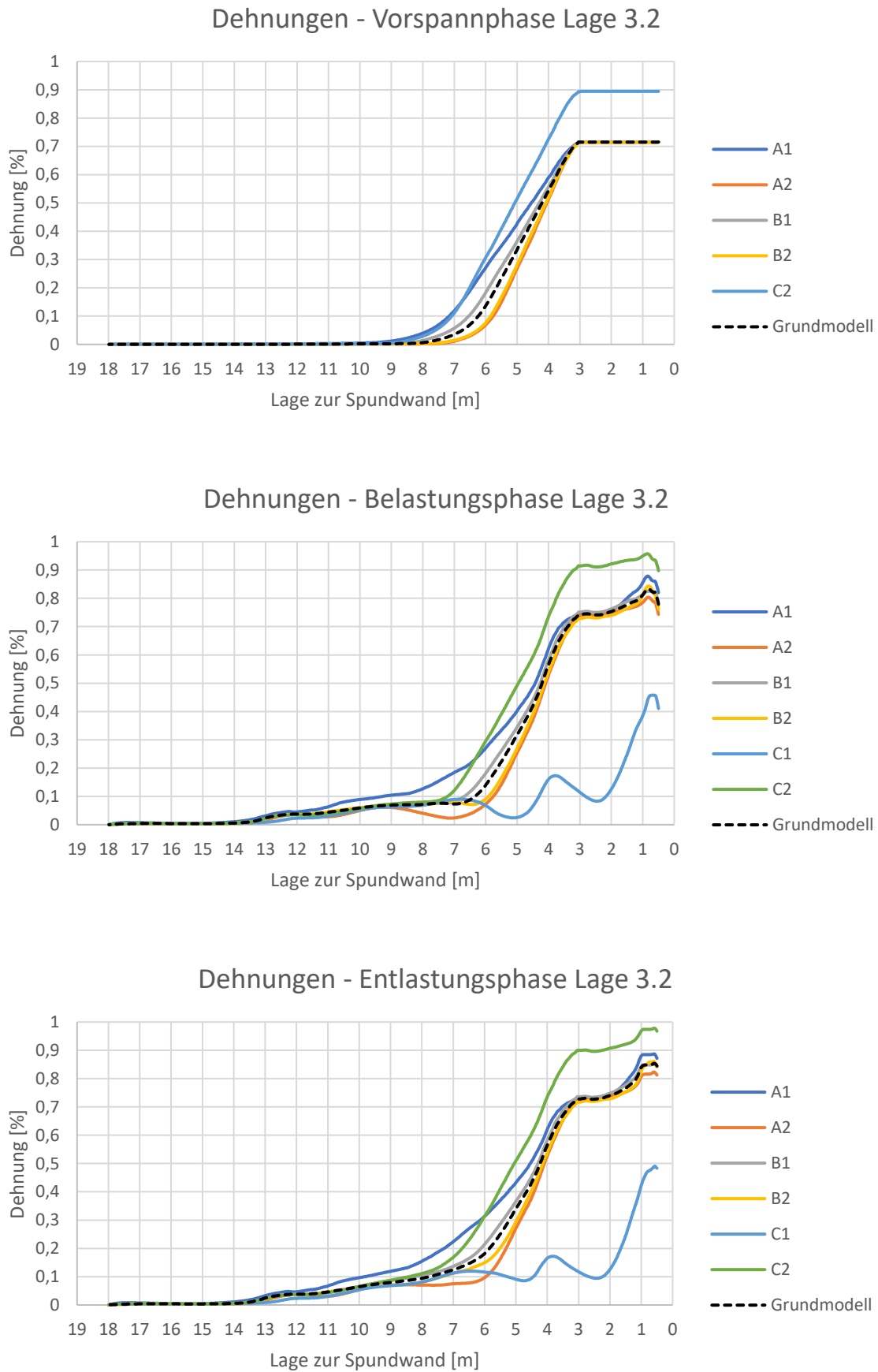


Abbildung 5.18 Auswirkung der Parametervariation auf die Dehnungen der Geogitterlage 3.2

5.5.3 Setzungen der Totlast

Der Einfluss der Parametervariation auf die Setzungen der Totlast ist in Abbildung 5.19 dargestellt. Der Einfluss lässt sich hier besonders gut erkennen, da die Setzungslinien annähernd parallel zueinander verlaufen. Für alle Parametervariationen stellt sich eine Schiefstellung zur Spundwand ein. Die Parametervariation C1 (keine Vorspannung) ruft die größten Setzungen hervor, die im Bereich zwischen 18,8 mm bis 21,1 mm liegen, gefolgt von der Parametervariation A1 (geringere Kohäsion und geringere Steifigkeit des bewehrten Bodens) mit Setzungen zwischen 16,9 mm bis 20,2 mm. Die geringsten Setzungen ergeben sich durch die Parametervariation A2 (höhere Kohäsion und höhere Steifigkeit des bewehrten Bodens) und liegen im Bereich zwischen 12,8 mm bis 14,7 mm, gefolgt von der Parametervariation C2 (höhere Vorspannkraft) mit Setzungen im Bereich zwischen 13,6 mm bis 15,8 mm. Die Setzungslinien der Parametervariationen B1 (10% geringere Interfacebeiwerte) und B2 (20% geringere Interfacebeiwerte) sind annähernd im selben Bereich wie die Setzungslinie des Grundmodells, wobei die Setzungslinie für B1 geringfügig unter und die Setzungslinie für B2 geringfügig über die Setzungslinie des Grundmodells liegen. Die Setzungen der Parametervariation B1 liegen zwischen 15,0 mm bis 17,5 mm, die Setzungen der Parametervariation B2 liegen zwischen 14,1 mm und 16,7 mm.

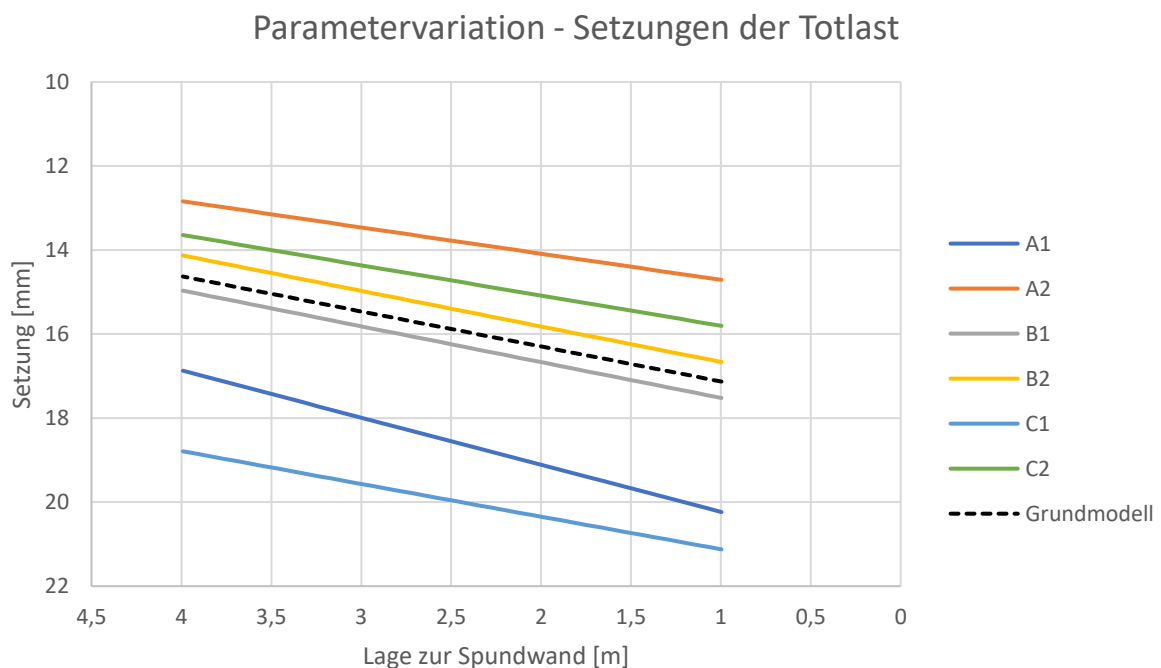


Abbildung 5.19 Auswirkungen der Parametervariation auf die Setzungen der Totlast

5.5.4 Erddruckverteilung

Der Einfluss der Parametervariation auf den Erddruck an der Spundwand wurde zunächst für alle Parametervariationen untersucht. Dabei wurde ersichtlich, dass sich der Erddruckverlauf und die Resultierende des Erddrucks für die Parametervariationen A1, A2, B1 und B2 minimal vom Grundmodell unterscheiden. Die größten Abweichungen für den Erddruckverlauf und die Resultierende des Erddrucks ergaben sich für die Parametervariationen C1 (ohne Vorspannung) und C2 (25% größere Vorspannkraft). Die prozentuale Abweichung der Resultierenden des Erddrucks für die Parametervariation C1 beträgt ohne die Auflast 6,3% und mit der Auflast 5,4%. Für die Parametervariation C2 beträgt die prozentuale Abweichung der Resultierenden des Erddrucks ohne die Auflast 2,4% und mit der Auflast 1,0%. In Tabelle 5.11 ist die Resultierende des Erddruckverlaufs für alle Parametervariationen mit der vertikalen Lage auf NAP-Höhe dargestellt.

Tabelle 5.11 Einfluss der Parametervariation auf die Resultierende des Erddrucks an der Spundwand

	Parametervariation	Resultierender Erddruck E [kN/m]	z [m NAP]
Ohne Auflast	Grundmodell	808,9	-4,32
	A1	805,1	-4,34
	A2	815,1	-4,29
	B1	808,2	-4,32
	B2	797,1	-4,39
	C1	758,0	-4,70
	C2	828,4	-4,20
Mit Auflast	Grundmodell	860,5	-4,10
	A1	853,9	-4,13
	A2	858,3	-4,12
	B1	865,4	-4,12
	B2	833,4	-4,22
	C1	814,0	-4,36
	C2	869,4	-4,05

Aufgrund der festgestellten Tatsache, dass die Parametervariationen A1, A2, B1 und B2 den Erddruck kaum beeinflussen und der größte Einfluss für die Parametervariationen C1 und C2 vorliegt (auch wenn der Einfluss nicht bemerkenswert groß ist), wird im Folgenden nur der Erddruckverlauf für die Parametervariationen C1 und C2 dargestellt und mit dem Erddruckverlauf des Grundmodells verglichen. Abbildung 5.20 zeigt den Einfluss der Parametervariation auf die Erddruckverteilung. Die Auflast bewirkt eine Erhöhung des Erddruckverlaufs bis ca. -1,50 m NAP. Ab dieser NAP-Höhe sind die Erddruckverläufe der Parametervariation C1, C2 und des Grundmodells sowohl mit als auch ohne Auflast nahezu identisch. Oberhalb der NAP-Höhe von -1,50 m ist deutlich zu erkennen, dass die Parametervariation C1 den geringsten Erddruck verursacht. Dementsprechend ist der

5.5 Parametervariation

Erddruckverlauf stets kleiner im Vergleich zum Grundmodell. Bereichsweise ist dieser jedoch identisch mit dem Erddruck des Grundmodells. Der Erddruckverlauf der Parametervariation C2 ist stets größer als der Erddruckverlauf des Grundmodells, wobei dieser auch bereichsweise annähernd so groß ist wie der Erddruckverlauf des Grundmodells. Auch hier lassen sich Erddruckkonzentrationen in den Stützbereichen und Entlastungen zwischen den Stützbereichen aufgrund der Verankerungen gemäß der Theorie der Erddruckumlagerung in der EAB erkennen.

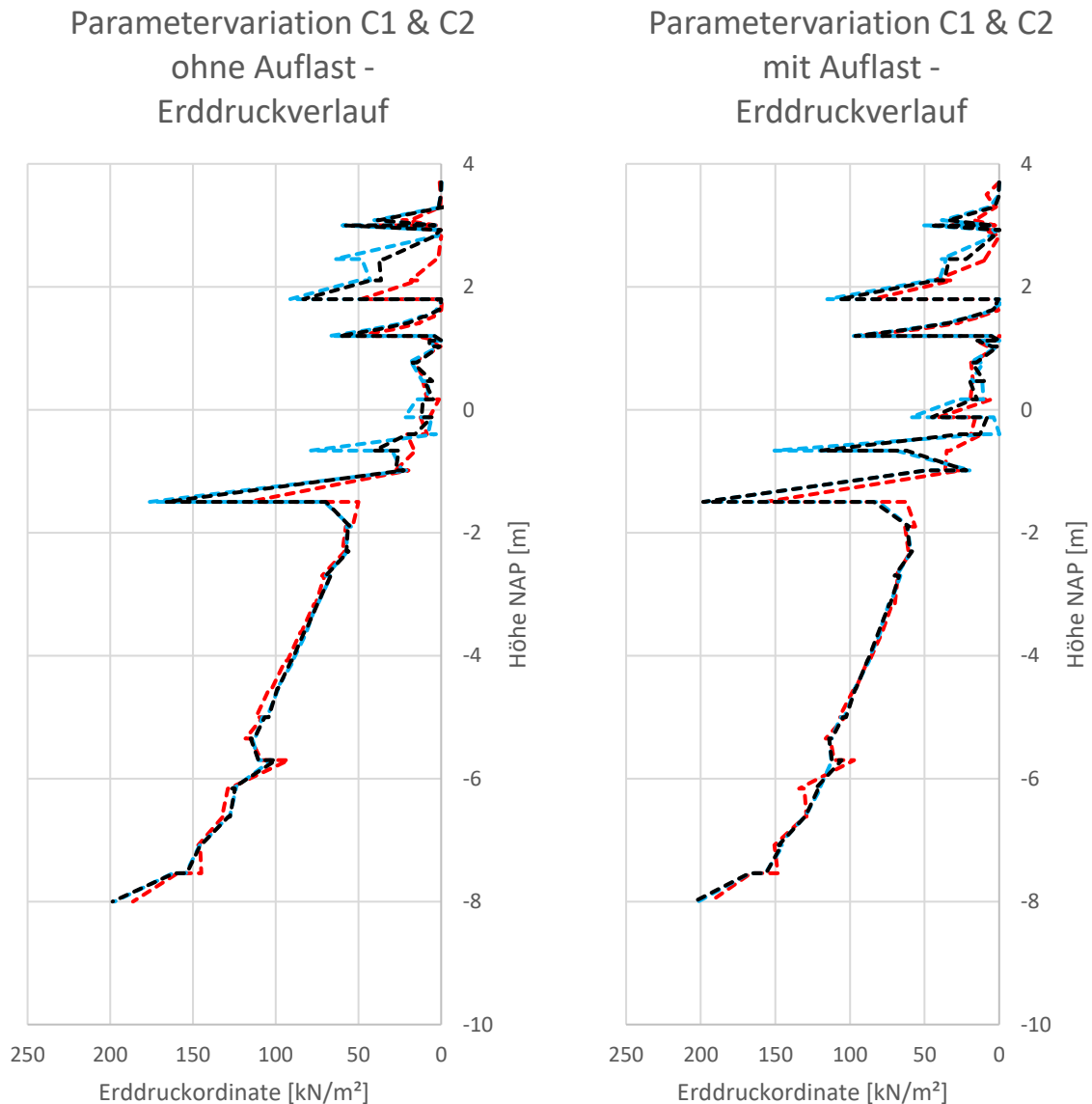


Abbildung 5.20: Einfluss der Parametervariationen C1 und C2 auf die Erddruckverteilung an der Spundwand (rot: C1 – ohne Vorspannung, blau: C2 – mit Vorspannung, schwarz: Grundmodell)

6 Gegenüberstellung & Vergleich: Prognosen, Monitoring, Numerik

Nachdem die Prognosen aus Kapitel 3.3 aufgestellt, die Messdaten des Monitorings und die Berechnungsergebnisse des numerischen Modells samt Parametervariation grafisch dargestellt und ausgewertet wurden, erfolgt in den folgenden Unterkapiteln die Gegenüberstellung der Messdaten des Monitorings mit den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells, wobei die Gegenüberstellung jedoch nur für das Grundmodell erfolgt. Nach der Gegenüberstellung des Monitorings mit der Numerik werden die aufgestellten Prognosen auf ihre Richtigkeit überprüft und beurteilt.

6.1 Spundwandverformungen

Die Spundwandverformungen sind für die Messdaten des Monitorings und für die Berechnungsergebnisse in Abbildung 6.1 gegenüberstellend dargestellt. Aus Abbildung 6.1 wird deutlich, dass sich die Spundwand laut den Messdaten des Monitorings kaum verformt, insbesondere am unteren gemessenen Punkt. Hier sind praktisch keine Änderungen der Horizontalverschiebungen während der Messungen in den relevanten Phasen festzustellen. Im oberen gemessenen Punkt sind minimale Horizontalverschiebungen feststellbar. Die gemessenen Horizontalverschiebungen passen von der Größenordnung her nur zur Spundwandverschiebung der numerischen Berechnung vor der Lastaufbringung. Auch die Entwicklungen der Spundwandverformungen während der drei Phasen stimmen nicht überein. Bei der Messung der Horizontalverschiebungen der Spundwand nach dem Aufbringen der Totlast verschiebt sich die Spundwand minimal in Richtung des bewehrten Bodens, während sich die Spundwand laut den Ergebnissen der numerischen Berechnungen deutlich stärker in die entgegengesetzte Richtung verschiebt. Nachdem die Totlast entfernt wurde, sind die Horizontalverschiebungen laut den Messdaten sogar geringer verglichen mit den Horizontalverschiebungen vor der Belastung. Die Verschiebungsfigur der numerischen Berechnung für die Phase der Entlastung zeigt jedoch die größten Horizontalverschiebungen.

Eine Validierung der Messdaten gestaltet sich hier aus den folgenden zwei Gründen als schwierig: zum einen liegen die gemessenen Verschiebungen in einem Millimeterbereich, der unter Berücksichtigung der Genauigkeit der GPS-Messungen von zwei bis drei Millimetern kaum aussagekräftig ist. Zum anderen liegen nur zwei Referenzpunkte vor, mit denen die Ergebnisse der numerischen Berechnungen verglichen werden können. Für eine aussagekräftigere Gegenüberstellung müssen daher mehr Referenzpunkte entlang der Höhe der Spundwand vorliegen und so die Verschiebungen für alle Punkte gemessen werden,

6.1 Spundwandverformungen

sodass die Horizontalverschiebungen der Spundwand über die gesamte Höhe dargestellt werden können. Wie sich die Spundwand unterhalb +2,106 m NAP verschiebt, ist unklar.

Da die gemessenen Verschiebungen sehr gering sind, sollte in Frage gestellt werden, was die Ursache sein kann. Es ist nicht geklärt, ob der bewehrte Boden, der das Profil der Spundwand auf einer Seite umgibt bzw. füllt, sich auf die Steifigkeit und somit auch auf das Tragverhalten auswirkt. Die Spundwandkonstruktion besteht außerdem aus zwei verschiedenen Spundwänden, eine mit geringerer Steifigkeit und eine mit höherer Steifigkeit, die abwechselnd in den Baugrund eingebunden wurden. Daher ist auch hier die Annahme einer gemittelten Spundwandsteifigkeit, die für die numerischen Berechnungen zu Grunde gelegt wurde, zu hinterfragen.

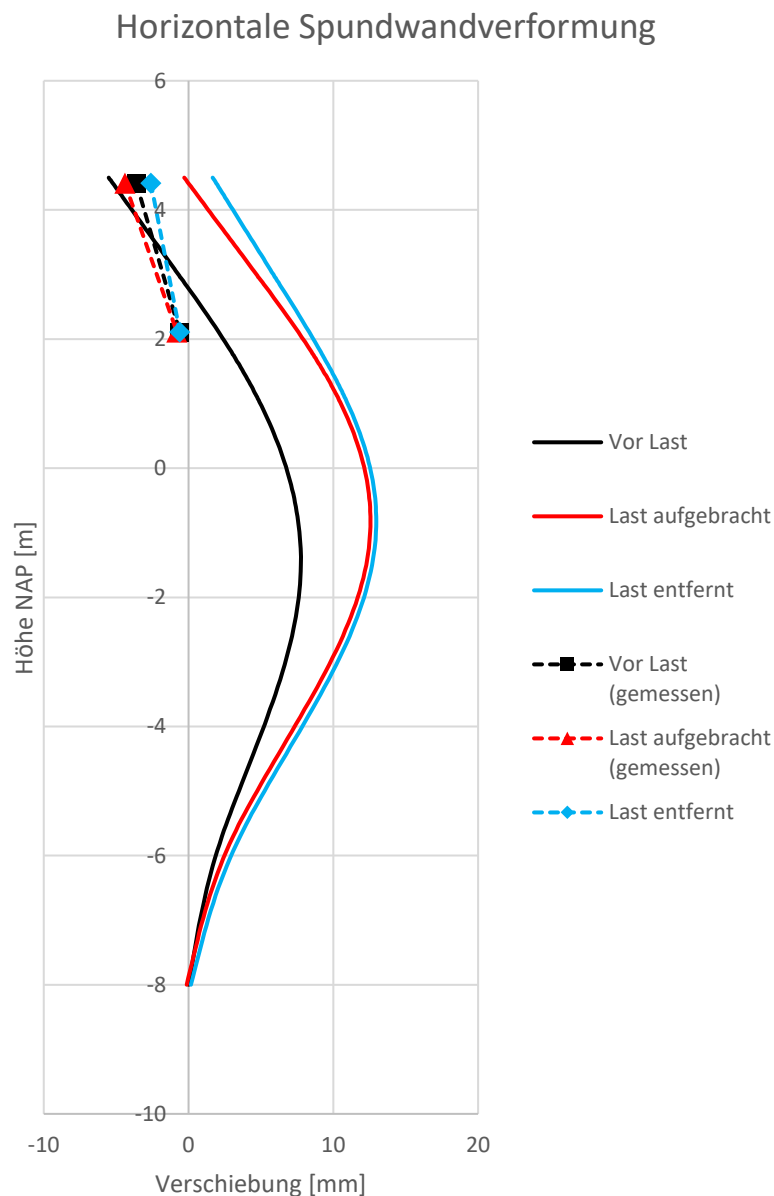


Abbildung 6.1 Gegenüberstellung der Messdaten des Monitorings mit den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells für die Horizontalverschiebungen der Spundwand

6.2 Dehnungen der Geogitter

Die gemessenen Dehnungen in den Geogittern sind den berechneten Dehnungen aus dem numerischen Modell in den Abbildungen 6.2 für die Geogitterlage 2.1, in Abbildung 6.3 für die Geogitterlage 3.1 und in Abbildung 6.4 für die Geogitterlage 3.2 gegenübergestellt.

In Abbildung 6.2 ist erkennbar, dass die größten Dehnungen – sowohl für die Messdaten als auch für die Ergebnisse des numerischen Modells – in der Phase der Vorspannung verursacht werden. Eine weitere Gemeinsamkeit besteht darin, dass sich einerseits die Dehnungen in den Phasen der Belastung und der Entlastung geringfügig voneinander unterscheiden und andererseits eine Dehnungsabnahme im Bereich von ca. 2,25 m (Wegaufnehmer W1) bis 5,33 m (Wegaufnehmer W2) stattfindet. Lediglich die Dehnungsmessungen bei 8,28 m (Wegaufnehmer W3) weichen zum Teil von den Dehnungen der numerischen Berechnungen ab. Ab der Koordinate des Wegaufnehmers W2 bei 5,33 m nehmen die Dehnungen des numerischen Modells beim Vorspannen weiter ab, während die Dehnungen für die Belastungs- und Entlastungsphase im numerischen Modell geringfügig zunehmen. Die Messdaten zeigen jedoch für diesen Bereich eine Zunahme für jede Phase an. Es fällt auch auf, dass die Dehnungen der Messung größer sind im Vergleich zu den Dehnungen des numerischen Modells.

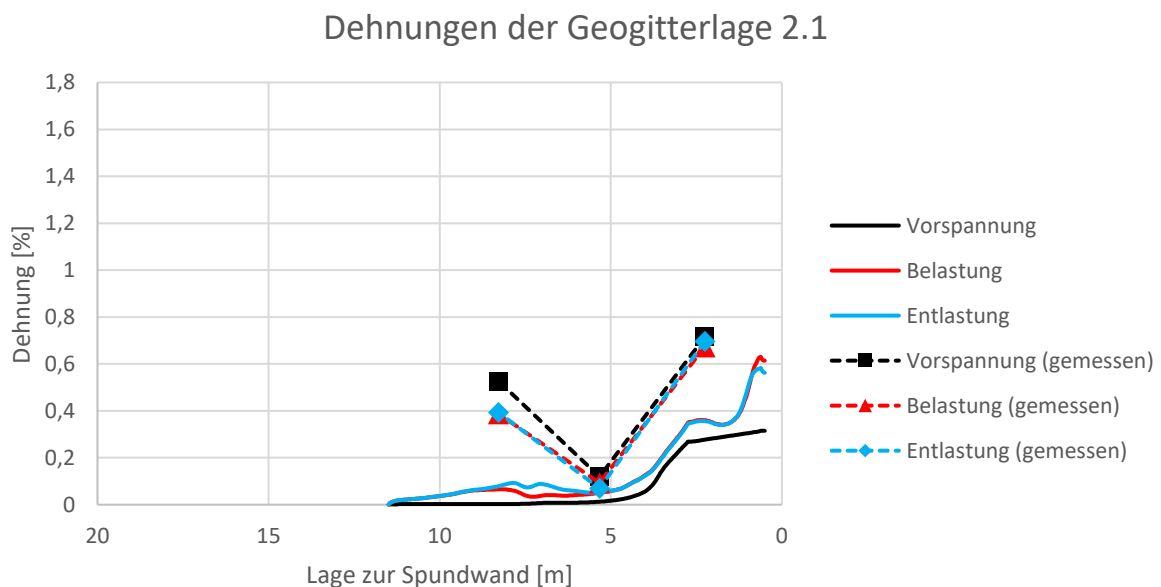


Abbildung 6.2 Gegenüberstellung der gemessenen Dehnungen der Geogitterlage 2.1 mit den berechneten Dehnungen des numerischen Modells

6.2 Dehnungen der Geogitter

Auch in Abbildung 6.3 ist erkennbar, dass die größten Dehnungen für die Messdaten und für die Dehnungen des numerischen Modells in der Phase der Vorspannung verursacht werden. Auch hier unterscheiden sich die Dehnungen in den Phasen der Belastung und der Entlastung sowohl für die gemessenen Dehnungen als auch für die Dehnungen der numerischen Berechnungen geringfügig voneinander. Die gemessenen Dehnungen sind ebenfalls größer im Vergleich zu den Dehnungen aus der numerischen Berechnung. Die Dehnungsverläufe scheinen jedoch gut übereinzustimmen. Sowohl die Dehnungen der Messdaten als auch die Dehnungen der numerischen Berechnungen nehmen zu Beginn stark ab. Nach der starken Dehnungsabnahme erfolgt eine schwache Dehnungsabnahme. Was jedoch nicht gut übereinstimmt, ist die leichte Dehnungszunahme mit einer anschließenden Dehnungsabnahme der gemessenen Dehnungen ab der Koordinate des Wegaufnehmers W6 bei 8 m, während die Dehnungen im numerischen Modell ab der Koordinate 8 m stets abnehmen und gegen Null laufen.

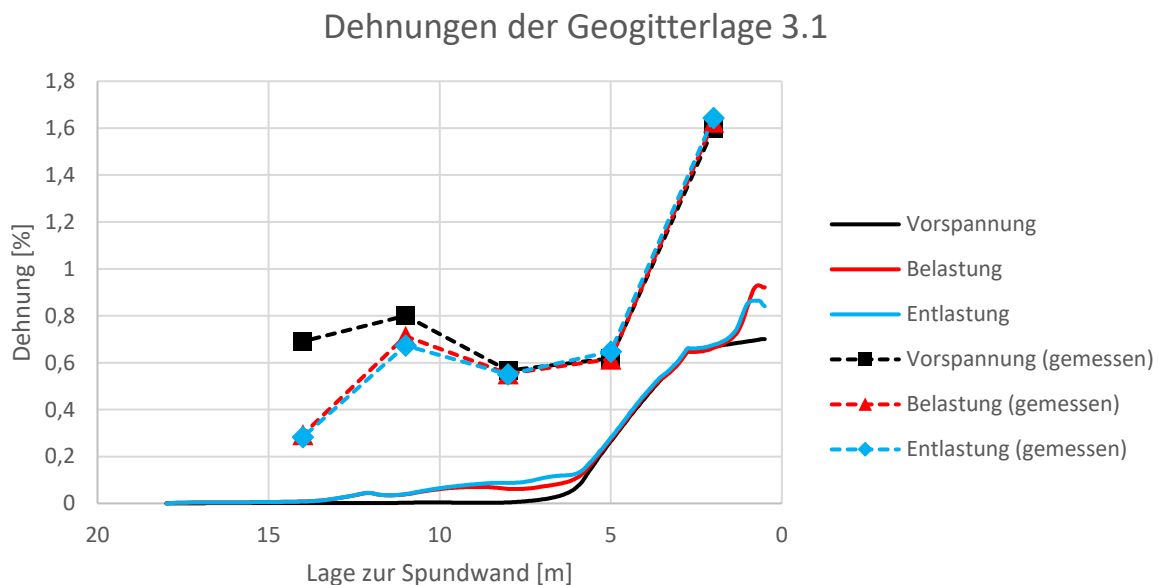


Abbildung 6.3 Gegenüberstellung der gemessenen Dehnungen der Geogitterlage 3.1 mit den berechneten Dehnungen des numerischen Modells

Die Dehnungen der Geogitterlagen 3.1 und 3.2 der numerischen Berechnung sind, wie in Kapitel 5.4.2 beschrieben, annähernd identisch. In Abbildung 6.4 lässt sich ebenfalls feststellen, dass die größten Dehnungen für die Messdaten ebenfalls in der Phase der Vorspannung verursacht werden. Dies trifft auch auf die Dehnungen der numerischen Berechnungen zu. Auch hier unterscheiden sich die Dehnungen in den Phasen der Belastung und der Entlastung sowohl für die gemessenen Dehnungen als auch für die Dehnungen der

6.2 Dehnungen der Geogitter

numerischen Berechnungen geringfügig voneinander. Die gemessenen Dehnungen unterscheiden sich hier jedoch nur geringfügig von den Dehnungen der numerischen Berechnungen. Sowohl für die gemessenen Dehnungen als auch für die Dehnungen der numerischen Berechnungen lässt sich eine Dehnungsabnahme im Bereich der Koordinaten des Wegaufnehmers W9 bei 5 m und des Wegaufnehmers W10 bei 11 m feststellen.

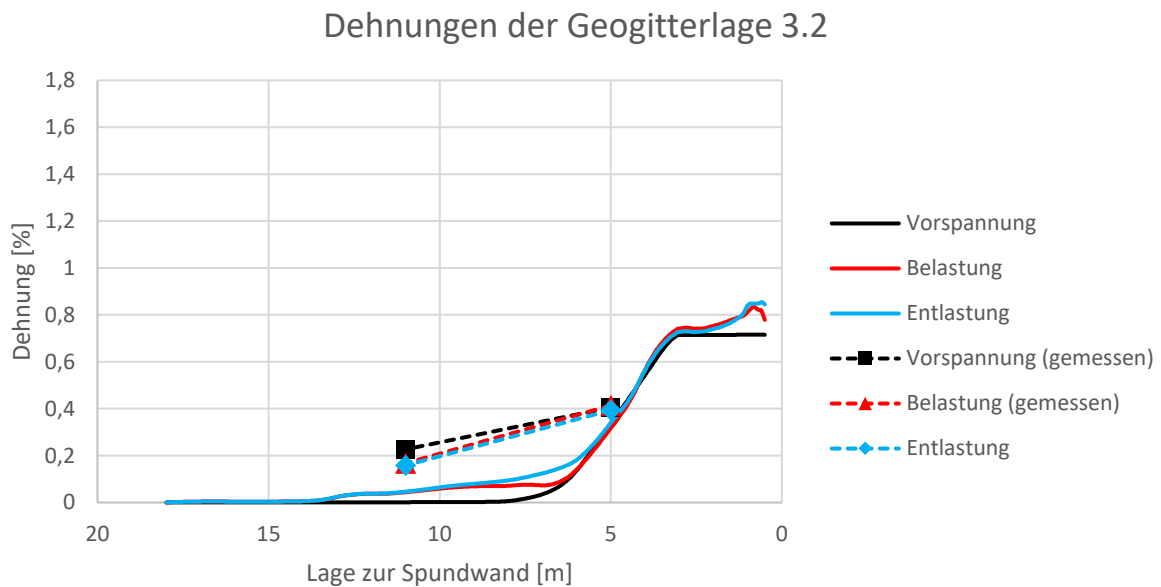


Abbildung 6.4 Gegenüberstellung der gemessenen Dehnungen der Geogitterlage 3.2 mit den berechneten Dehnungen des numerischen Modells

Aufgrund der lediglich 3 vorhandenen Messpunkten in der Geogitterlage 2.1 gestaltet sich auch hier eine aussagekräftige Gegenüberstellung als schwierig. Auch der Dehnungsverlauf der gemessenen Punkte ist kritisch aufzufassen. Eventuell wurden bei der Auslesung der Daten der Dehnungen die Bezeichnungen der Wegaufnehmer W2 und W3 miteinander vertauscht, sodass die Daten zu W2 eigentlich zu W3 gehören und umgekehrt. Dadurch würde sich ein viel plausiblerer Dehnungsverlauf für die Geogitterlage 2.1 ergeben, der über die Länge des Geogitters stets abnimmt.

Für die Geogitterlage 3.1 sind im Vergleich zur Geogitterlage 2.1 zwei weitere Messpunkte vorhanden, die eine aussagekräftigere Gegenüberstellung erleichtern. Aufgrund der insgesamt 5 Messpunkten ist erkennbar, dass der Dehnungsverlauf der gemessenen Dehnungen größtenteils dem Dehnungsverlauf der numerischen Berechnung entspricht, wenn die Differenz der Größenordnung der Dehnungen in den jeweiligen Messpunkten außer Acht gelassen werden. Aufgrund des sehr ähnlichen Dehnungsverlaufes ist es gerechtfertigt zu hinterfragen, ob die Differenz der Dehnungen zwischen den Messdaten und den numerischen Berechnungen auf ein Justier- bzw. Kalibrierfehler zurückzuführen ist.

6.3 Setzungen der Totlast

In der Geogitterlage 3.2 gestaltet sich eine aussagekräftige Gegenüberstellung ebenfalls als schwierig, da hier die geringsten Messdaten vorliegen. Aufgrund der relativ guten Übereinstimmung von den Messdaten mit den Dehnungen der numerischen Berechnungen an den Messpunkten ist jedoch hier die Annahme einer guten Übereinstimmung von real auftretenden Dehnungen und numerisch berechneten Dehnungen über die gesamte Länge des Geogitters gerechtfertigt.

Hier sei angemerkt, dass zum einen die Dehnungen der Geogitter während des Monitorings über die Zeit gemessen wurden. Somit sind mit großer Wahrscheinlichkeit äußere Einflüsse mit in die Messungen eingegangen, die im numerischen Modell nicht zu erfassen sind. Als Beispiel sei hier der tägliche Betrieb auf der Baustelle der Windenergieanlage 17 genannt. Nachdem die Geogitter im Boden eingebaut wurden, fuhren stets schwere Baustellenfahrzeuge über die Wegaufnehmer, welche auch zum Teil in unmittelbarer Nähe oder direkt über die Wegaufnehmer standen und so die Messungen beeinflussten. Zum anderen wurden für die Gegenüberstellung jeweils die maximalen gemessenen Dehnungen der relevanten Phasen zu Grunde gelegt, um einen Vergleich der Dehnungen über die Lage zur Spundwand durchzuführen. Hier ist in Frage zu stellen, ob die maximal gemessenen Dehnungen den „realen“ Dehnungen entsprechen oder ob hier schon äußere Einflüsse die maximal gemessenen Dehnungen beeinflusst haben.

6.3 Setzungen der Totlast

In Abbildung 6.5 sind die gemessenen Setzungen den Setzungen des numerischen Modells gegenübergestellt. Es ist nicht zu übersehen, dass sich die Schiefstellungen in entgegengesetzte Richtungen einstellen. Während sich die Schiefstellung der Totlast im numerischen Modell in Richtung der Spundwand einstellt, ist bei den Messungen das Gegenteil der Fall. Hier stellt sich die Schiefstellung in Richtung des bewehrten Bodens ein. Auch der Größenunterschied der Setzungen ist fragwürdig. Die Größenordnung der Setzungen im numerischen Modell liegt bei 14,7 mm bis 16,8 mm. Dementsprechend ist auch die Schiefstellung nicht so stark ausgeprägt, wenn es mit den Schiefstellungen der Messungen verglichen wird. In Abbildung 6.5 wurden die Setzungen der zwei Achsen der Totlast zusätzlich gemittelt. Die mittleren Setzungen betragen hier 40,0 mm und 20,5 mm.

Der Grund für die Schiefstellung und die Differenz der Setzungen zwischen den Messdaten des Monitorings und Ergebnissen der numerischen Berechnungen kann auf verschiedene Ursachen zurückgeführt werden. Eine mögliche Ursache liegt in einer eventuell ungleichmäßigen Verdichtung des bewehrten Bodens, bei dem der Boden im Bereich der größeren Setzungen unter Umständen nicht ausreichend verdichtet wurde. Eine andere

6.3 Setzungen der Totlast

mögliche Ursache kann auf die Kapillarkohäsion des bewehrten Bodens zurückgeführt werden. Der Einfluss der Witterung, insbesondere der Einfluss von Regen, kann bereichsweise die Kapillarkohäsion so stark herabsetzen, dass der Boden dadurch bereichsweise an Scherfestigkeit verliert. Für einen Vergleich der Setzungen wurden die maximal gemessenen Setzungen des Monitorings kurz vor der Entlastung zu Grunde gelegt. Aus Tabelle 4.6 geht hervor, dass die Setzungen ab Beginn der vollen Last bis kurz vor der Entlastung mit der Zeit zunehmen. Als eine mögliche Ursache dafür kommt ebenfalls die Kapillarkohäsion in Betracht, die aufgrund der Witterung mit der Zeit herabgesetzt wird. Hier spielt eventuell auch der Wasserstand eine Rolle, der nach dem Aufbringen der Totlast sowohl innen als auch außen identisch ist. Durch einen Anstieg des Wasserspiegels wird ebenfalls die Kapillarkohäsion im wassergesättigten Bereich des bewehrten Bodens auf null herabgesetzt, sodass es plausibel erscheint, dass die Setzungen mit der Zeit zunehmen.

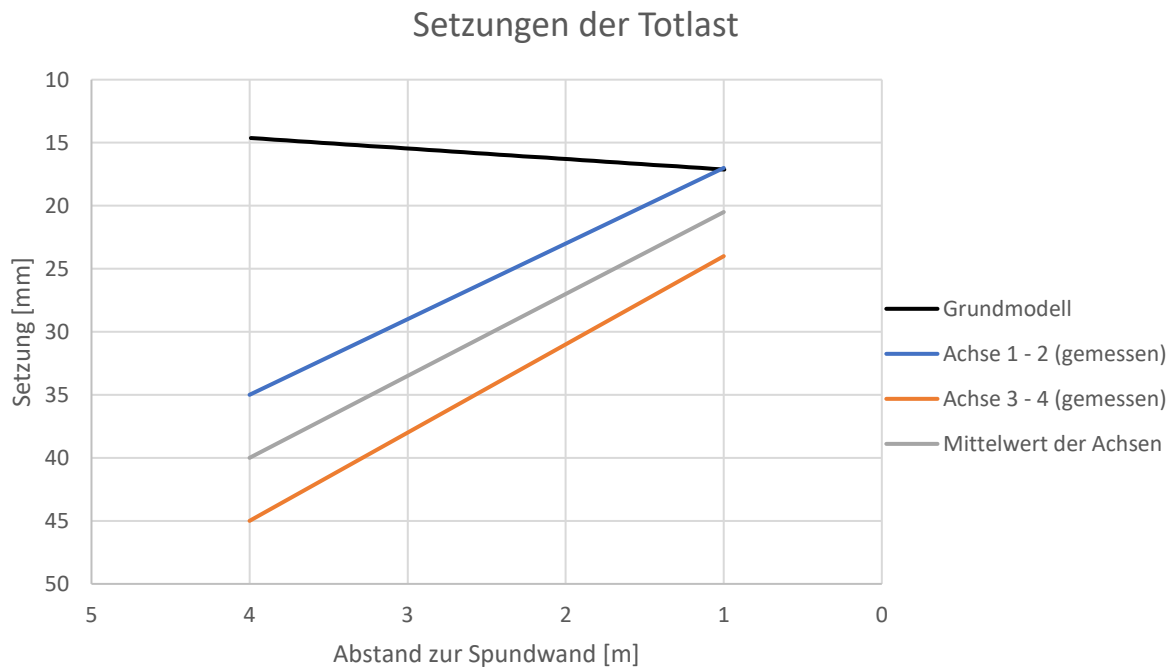


Abbildung 6.5 Gegenüberstellung der Setzungen des Monitorings mit den Setzungen der numerischen Berechnungen

6.4 Überprüfung der Prognosen des Tragverhaltens und Diskussion der Ergebnisse

Nach der Gegenüberstellung der Messergebnisse des Monitorings mit den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells und der anschließenden Untersuchung des Einflusses einer Parametervariation auf das Systemverhalten ist es nun möglich, die Prognosen aus Kapitel 3.3 bezüglich des Tragverhaltens von mit Geogittern bewehrten Spundwänden auf ihre Richtigkeit zu überprüfen. Die folgenden Nummerierungen beziehen sich auf die Nummerierungen der Prognosen aus Kapitel 3.3.

- 1) Der Lastabtrag lässt sich gut über die Dehnungsverläufe, die gemäß Formel 2.3 aus den Normalkraftverläufen errechnet und dementsprechend denselben Verlauf wie die Normalkraftverteilung aufweisen, und den effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} im Boden bei der Belastungsphase darstellen. Betrachtet man die Dehnungsverläufe der numerischen Berechnungen in Abbildung 6.2, 6.3 und 6.4, so fällt auf, dass ein Dehnungspeak schon kurz nach dem Anschlussbereich der Geogitter an die Umlenkrolle auftritt. Ab diesem Dehnungspeak beginnt der Lastabtrag der Geogitter in den umliegenden Boden über die Reibung und über den Erdwiderstand vor den Querschnittgliedern. Da die Dehnungen mit zunehmendem Abstand zur Spundwand abnehmen, nimmt auch folglich der Lastabtrag ab. Dies wird auch anhand der effektiven Horizontalspannungen σ'_{xx} des Bodens verdeutlicht, die in Abbildung 6.6 dargestellt sind. Hier wird ersichtlich, dass durch die hohe Auflast die Geogitter ungleichmäßig und überwiegend im vorderen Bereich beansprucht werden, wodurch sich ebenfalls der Großteil des Lastabtrags im vorderen Bereich abspielt und mit zunehmendem Abstand zur Spundwand abnimmt. Hierbei fällt auch auf, dass die unteren Geogitterlagen 1.1, 2.1 und 3.1 mehr am Lastabtrag beteiligt sind (vgl. Kapitel 5.4.2). Dies passt zu den Ergebnissen der numerischen Berechnungen, bei denen das Dehnungspeak der Geogitterlage 3.1 größer ist im Vergleich zum Dehnungspeak der Geogitterlage 3.2 in der Belastungsphase. Dieser Effekt wird vor allem bei der Parametervariation C1 (keine Vorspannung der Geogitter) deutlich. Hier ist die Differenz der Dehnungspeaks der Geogitterlage 3.1 und 3.2 viel deutlicher zu sehen (vgl. Abbildung 5.17 und 5.18). Die Horizontalspannungen σ'_{xx} des bewehrten Bodens sind für die Parametervariation C1 in Abbildung 6.7 dargestellt. Hier wird deutlich, dass durch die größeren Spundwandverschiebungen aufgrund der nicht aufgetragenen Vorspannung die Horizontalspannungen des bewehrten Bodens geringer sind. Umgekehrt bedeutet es, dass durch geringere Spundwandverschiebungen mehr Horizontalspannungen im bewehrten Boden auftreten. Bei einem Vergleich von Abbildung 6.6 und 6.7 wird dies verdeutlicht.

6.4 Überprüfung der Prognosen des Tragverhaltens und Diskussion der Ergebnisse

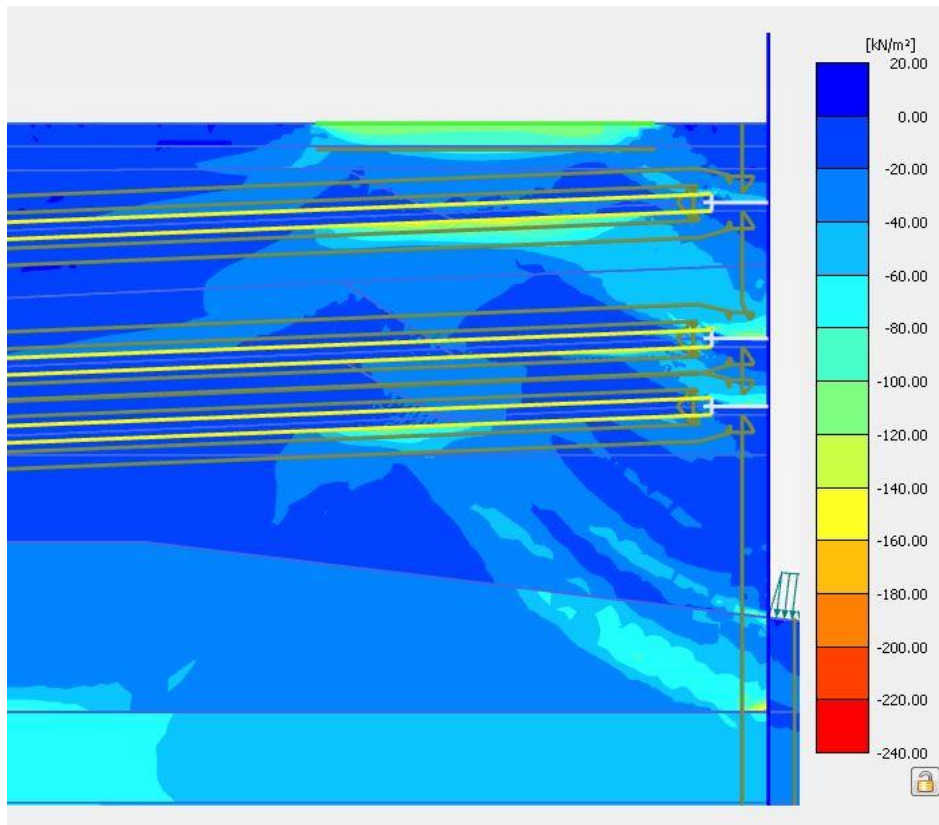


Abbildung 6.6 Horizontalspannungen des bewehrten Bodens nach der Belastung im Grundmodell

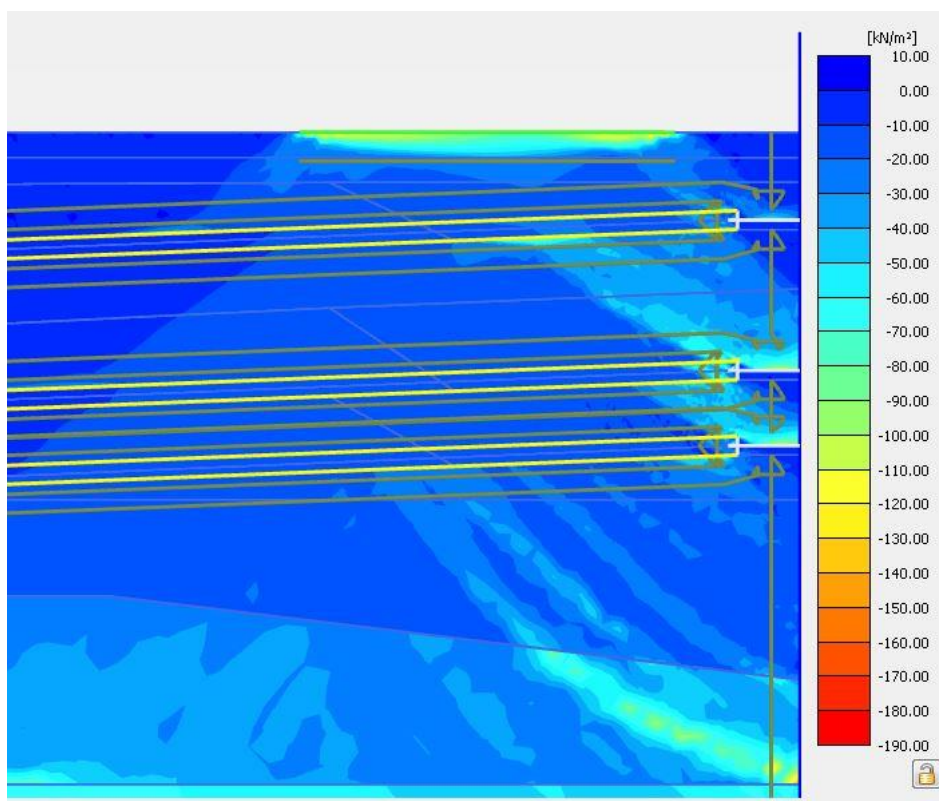


Abbildung 6.7 Horizontalspannungen des bewehrten Bodens nach der Belastung für die Parametervariation C1

- 2) Durch die Parametervariation wurde deutlich, dass eine größere Lagerungsdichte bzw. eine größere Steifigkeit des bewehrten Bodens die Tragfähigkeit des gesamten Systems erhöht. Hier sei nochmal ausdrücklich erwähnt, dass die Steifigkeit des bewehrten Bodens mit der Kohäsion zusammen variiert wurde. Besonders deutlich wird der Einfluss der Steifigkeit (und der Kohäsion) anhand der Setzungen der Totlast. Für die Parametervariation A1 (geringere Kohäsion und geringere Steifigkeit des bewehrten Bodens) sind die Setzungen der Totlast um 16% - 18% größer im Vergleich zum Grundmodell. Für die Parametervariation A2 (höhere Kohäsion und höhere Steifigkeit des bewehrten Bodens) sind die Setzungen um 14% - 16% deutlich geringer im Vergleich zum Grundmodell (vgl. Abbildung 5.19). Der Einfluss der Steifigkeit auf die Horizontalverschiebungen der Spundwand lässt sich ebenfalls aus Abbildung 5.15 erkennen. Bei der Belastungsphase sind die Horizontalverschiebungen für die Parametervariation A1 sichtbar größer, während die Horizontalverschiebungen für die Parametervariation kaum vom Grundmodell zu unterscheiden sind. Die Parametervariationen A1 und A2 haben keinen nennenswerten Einfluss auf die Dehnungsentwicklung der Geogitter.
- 3) Die tragfähigkeitserhöhende Wirkung einer Auflast für eine mit Geogittern bewehrte Spundwand lässt sich gut anhand der effektiven Vertikalspannungen des bewehrten Bodens σ'_{yy} und dem Versagensbild der c - φ -Reduktion darstellen. Durch die Auflast nehmen die Vertikalspannungen im Boden zu, die dafür sorgen, dass der Verbund zwischen Geogittern und Boden erhöht wird, wodurch wiederum die Ausziehkraft der Geogitter erhöht wird und somit das System an Tragfähigkeit gewinnt. Die effektiven Vertikalspannungen sind nach dem Aufbringen der Totlast in Abbildung 6.8 dargestellt. Durch die Spannungsausbreitung, die mit zunehmender Tiefe breiter wird, lässt sich erkennen, dass die untere Geogitterlage davon am meisten betroffen ist und somit hier der Verbund am meisten gestärkt wird. Bei der Betrachtung des Versagensbildes der c - φ -Reduktion (vgl. Abbildung 5.13) wird deutlich, dass das System global nicht versagt und es somit kein Tragfähigkeitsverlust trotz der Auflast vorliegt. Es bilden sich jedoch ansatzweise zwei Scherfugen, die eine Art tiefe-Gleitfuge-Szenario andeuten. Das System versagt nur lokal im unbewehrten Bereich direkt an der Spundwand. Hier ist die Scherfuge fast durchgehend deutlich sichtbar und zeigt somit einen fast vollständigen Gleit- bzw. Bruchkörper. Diese Bruchfigur entspricht der Bruchfigur eines unbewehrten Bodens bei den kleinmaßstäblichen Laborversuchen nach Ruiken [5] (vgl. Abbildung 3.28). Ein weiteres Indiz für diese tragfähigkeitserhöhende Wirkung sind die gemessenen Spundwandverformungen (vgl. Abbildung 6.1). Die Messungen sind kaum größer als die zu erwartende Messungenauigkeit und annähernd identisch

6.4 Überprüfung der Prognosen des Tragverhaltens und Diskussion der Ergebnisse

für alle Phasen. Beim Aufbringen der Totlast sind jedoch die Horizontalverschiebungen der Spundwand geringfügig kleiner im Vergleich zu den Horizontalverschiebungen vor dem Aufbringen der Totlast. Dies deutet auf die Tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Auflast. Eine tragfähigkeitserhöhende Wirkung der Auflast kann jedoch in Bezug auf die Horizontalverschiebungen der Spundwand der numerischen Berechnungen nicht gezeigt werden. Hier bewirkt die Auflast eine deutliche Zunahme der Horizontalverschiebungen, sodass es einer genaueren Untersuchung bezüglich dieses Sachverhaltes bedarf.

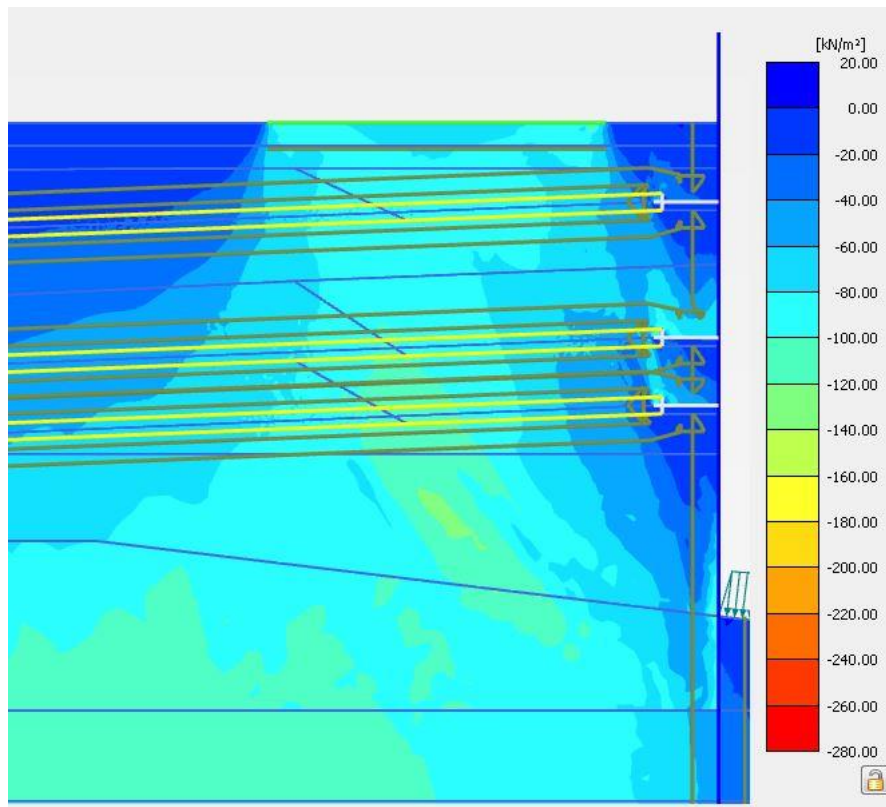


Abbildung 6.8 Vertikalspannungen des bewehrten Bodens nach Aufbringen der Totlast

- 4) Ein hoher Verbundbeiwert zwischen Boden und Geogitter wirkt sich im Allgemeinen immer günstig auf die Tragfähigkeit aus. Die Berechnungsergebnisse der Parametervariation B1 (Verbundbeiwert um 10% geringer) und B2 (Verbundbeiwert um 20% geringer) zeigen jedoch kaum einen Unterschied im Vergleich zum Grundmodell. Die Horizontalverschiebungen der Spundwand für B1 und B2 unterscheiden sich praktisch nicht vom Grundmodell (vgl. Abbildung 5.15). Dasselbe trifft ebenfalls auf die Dehnungen der Geogitter zu (vgl. Abbildung 5.16, 5.17 und 5.18). Lediglich bei den Setzungen lässt sich ein kleiner Unterschied feststellen (vgl. Abbildung 5.19). Hier sind jedoch die Setzungen der Parametervariation B2 mit dem 20% geringeren

6.4 Überprüfung der Prognosen des Tragverhaltens und Diskussion der Ergebnisse

Verbundbeiwert um 0,4 mm bis 0,5 mm geringer im Vergleich zum Grundmodell, während die Setzungen der Parametervariation B1 mit dem 10% geringeren Verbundbeiwert um 0,4 mm größer sind. Eine mögliche Ursache liegt in der gemeinsamen Variation der Verbundbeiwerte bzw. Interfacebeiwerte von bewehrtem Boden und Geogitter und von bewehrtem Boden und Spundwand. Hier bedarf es einer getrennten Untersuchung der einzelnen Einflüsse dieser Parameter. Eine weitere mögliche Ursache liegt im Verbundbeiwert bzw. Interfacebeiwert von Boden und Geogitter, welchem im Grundmodell ein Wert von 1 (vollständiger Verbund) nach dem Einbau der Geogitter zugewiesen wurde (vgl. Kapitel 5.1 und 5.5). Da dieser Wert bei der Parametervariation jeweils um 10% und 20% herabgesetzt wurde und der niedrigste Wert somit bei 0,8 liegt, kann gesagt werden, dass es sich hier immer noch um einen sehr guten Verbund handelt, weshalb sich die Ergebnisse der Parametervariationen B1 und B2 kaum unterscheiden. Hier bedarf es einer weiteren Variation mit geringeren Verbundbeiwerten bzw. Interfacebeiwerten. Die minimal größeren Setzungen für die Parametervariation B2 sind eventuell auch auf numerische Ungenauigkeiten in PLAXIS 2D zurückzuführen.

- 5) Der Einfluss der Vorspannung ist in der Parametervariation am deutlichsten zu erkennen. Je mehr Vorspannung aufgebracht wird, desto steifer verhält sich die Konstruktion. Dies ist insbesondere Anhand der Horizontalverschiebungen der Spundwand und den Setzungen der Totlast zu erkennen (vgl. Abbildung 5.15 und 5.19). Für die Parametervariation C1 ohne die Vorspannung der Geogitter ergeben sich die größten Horizontalverschiebungen der Spundwand und die größten Setzungen der Totlast. Für die Parametervariation C2 mit einer 25% größeren Vorspannkraft im Vergleich zum Grundmodell ergeben sich die geringsten Horizontalverschiebungen der Spundwand. Die Setzungen der Totlast sind ebenfalls deutlich geringer im Vergleich zum Grundmodell, liegen aber etwas unter den Setzungen der Parametervariation A2 mit einer erhöhten Kohäsion und einer erhöhten Steifigkeit des bewehrten Bodens. Die Vorspannung hat auch den größten Einfluss auf die Dehnungsentwicklung in den Geogittern (vgl. Abbildung 5.16, 5.17 und 5.18). Im vorderen Bereich der Geogitter mit dem größten Lastabtrag sind die Dehnungen der Parametervariation C1 für alle Geogitterlagen am geringsten. Dementsprechend sind die Dehnungen der Parametervariation C2 am größten, die einerseits auf die größere Vorspannkraft zurückzuführen sind und andererseits aufgrund der erhöhten Vorspannung auf einen höheren Lastabtrag in der Belastungsphase deuten.
- 6) Bei der Verwendung von Geogittern als vorgespannte und verankerte Bewehrungselemente entspricht der Erddruckverlauf an der Spundwand dem Erddruckverlauf einer mit Verpressankern rückverankerten Spundwand. Dies wird in

6.4 Überprüfung der Prognosen des Tragverhaltens und Diskussion der Ergebnisse

Abbildung 5.12 deutlich. Hier ist sowohl der Erddruck ohne die Geogitter als auch mit den eingebauten Geogittern für das Grundmodell zu sehen. Der Erddruckverlauf ohne die Geogitter entspricht näherungsweise dem klassischen Erddruckverlauf für eine im Boden eingebundene Spundwand, die mit der Tiefe stets zunimmt. Für die mit Geogittern rückverankerte Spundwand sind deutliche Erddruckkonzentrationen in den Verankerungsbereichen bei +1,20 m, 1,80 m und 3,00 m NAP und Entlastungen zwischen den Verankerungsbereichen zu sehen. Dies steht im Einklang mit dem in der EAB beschriebenen Theorie bezüglich der Erddruckverteilung bei Verbauwänden mit Steifen bzw. Verankerungen.

- 7) Der Einfluss der Vorspannung auf den wirkenden Erddruck an der Spundwand lässt sich aus Abbildung 5.20 entnehmen. Hier wird deutlich, dass die Vorspannung zwar den Erddruck beeinflusst, dieser Einfluss jedoch nicht so groß ist. Die Resultierende des Erddrucks für die Parametervariation C1 weicht ohne Aufbringen der Auflast um 6,3% und mit Aufbringen der Auflast um 5,4% vom Grundmodell ab. Für die Parametervariation ist die prozentuale Abweichung geringer: ohne die Auflast beträgt die prozentuale Abweichung 2,4%, mit der Auflast liegt die Abweichung bei lediglich 1% (vgl. Kapitel 5.5.4). Die anderen Parameter haben keinen nennenswerten Einfluss auf die Erddruckverteilung und die Größe des resultierenden Erddrucks. Um die Größenordnung des resultierenden Erddrucks abzuschätzen, wurde zunächst für das Grundmodell ohne Betrachtung der Geogitter, also nur für den angrenzenden Boden an der Spundwand, der klassische Verlauf des Erddrucks ermittelt. Dabei wurden sowohl der aktive Erddruckverlauf als auch der Erdruhedruckverlauf mit der jeweiligen Resultierenden des Erddrucks ermittelt (vgl. Tabelle 5.8). Durch den Vergleich des klassischen Erddruckverlaufs mit dem Erddruckverlauf des Grundmodells zeigt sich, dass der Erddruck des Grundmodells sich in der Größenordnung des Erdruhedrucks befindet (vgl. Kapitel 5.4.4).

7 Zusammenfassung und Ausblick

Durch die separate Betrachtung des Tragverhaltens von Geogittern als Bewehrungselemente und von Verpressankern konnten Prognosen bezüglich des Tragverhaltens von mit Geogittern rückverankerten Spundwänden erstellt und anhand einer Gegenüberstellung der Messdaten des Monitorings mit den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells überprüft werden. Aufgrund des geringen Datensatzes an Messungen, insbesondere für die Horizontalverschiebungen der Spundwand, erwies sich zum Teil eine Gegenüberstellung bzw. Ein Vergleich der Messdaten mit den Berechnungsergebnissen des numerischen Modells als schwierig. Dennoch gelangen im Rahmen des Möglichen die Überprüfung der erstellten Prognosen und die Modellvalidierung der mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform zum Bau von Offshore-Windenergieanlagen.

Die Dehnungsverläufe der Geogitter und die effektiven Horizontalspannungen im Boden verdeutlichen, dass der Lastabtrag der mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform überwiegend im vorderen Bereich stattfindet und mit zunehmender Länge bzw. mit zunehmendem Abstand zur Spundwand abnimmt. Der Lastabtrag beginnt schon unmittelbar ab dem Anschluss der Geogitter an die Umlenkrolle. Durch die Variation der Lagerungsdichte bzw. der Steifigkeit und der Kohäsion des bewehrten Bodens wird deutlich, dass diese die Tragfähigkeit maßgebend beeinflussen. Mit zunehmender Steifigkeit und zunehmender Kohäsion werden die Horizontalverschiebungen der Spundwand und die Setzungen der Totlast reduziert. Da diese zwei Parameter stets gemeinsam variiert wurden, besteht ein genauerer Untersuchungsbedarf des Einflusses der einzelnen Parameter auf das Trag- und Systemverhalten. Anhand der Vertikalspannungen im Boden wird deutlich, dass durch die Auflast der Verbund zwischen Boden und Geogittern zusätzlich gestärkt und so aufgrund der Bewehrung die Tragfähigkeit des Systems erhöht wird. Die c - ϕ -Reduktion bestätigt dies, indem anhand des Versagensbildes kein globaler Bruchmechanismus bzw. kein globales Versagen zu erkennen ist. Es treten lediglich zwei unvollständige Scherfugen zwischen dem untersten Punkt der Spundwand und dem Ende der ersten bzw. zweiten Geogitterlage auf, die eine Art tiefe-Gleitfuge-Szenario andeuten. Das System versagt nur lokal, indem sich ein kleiner Bruchkörper zwischen dem Beginn der Auflast und der Spundwand im unbewehrten Boden im Bereich der modellierten Umlenkrollen ausbildet. Eine Parametervariation des Verbundbeiwertes bzw. des Interfacebeiwertes zwischen Boden und Geogitter ergab keinen nennenswerten Einfluss auf das Trag- und Systemverhalten. Im Grundmodell wurde dem Interfacebeiwert ein Wert von 1 zu Grunde gelegt, der bei der Parametervariation sowohl um 10% als auch um 20% reduziert wurde. Die Ergebnisse deuten darauf, dass Verbundbeiwerte bzw. Interfacebeiwerte zwischen 0,8 und 1 einen guten Verbund darstellen, weshalb sich die

7 Zusammenfassung und Ausblick

Ergebnisse kaum voneinander unterscheiden. Bei der Parametervariation wurde der Interfacebeiwert von Boden und Geogitter gemeinsam mit dem Interfacebeiwert von Boden und Spundwand variiert. Hier besteht gegebenenfalls ein genauerer Untersuchungsbedarf des Einflusses der einzelnen Parameter auf das Trag- und Systemverhalten. Durch die Parametervariation wurde deutlich, dass die Vorspannung den größten Einfluss auf das Trag- und Systemverhalten hat. Ohne eine Vorspannung ergeben sich die größten Horizontalverschiebungen für die Spundwand, die größten Setzungen für die Totlast und die geringsten Dehnungen und somit ein geringerer Lastabtrag in den Geogittern. Dementsprechend sind beim Aufbringen einer erhöhten Vorspannkraft die Horizontalverschiebungen der Spundwand und die Setzungen der Totlast deutlich geringer. Auch die Dehnungen in den Geogittern sind bei einer erhöhten Vorspannkraft in allen Phasen am größten. Die Ergebnisse deuten außerdem darauf, dass eine erhöhte Vorspannkraft den Lastabtrag der Geogitter in den Boden erhöht. Ferner beeinflusst auch die Vorspannkraft den auf die Spundwand wirkenden Erddruck. Mit zunehmender Vorspannkraft verhält sich das gesamte System steifer, wodurch weniger Verformungen entstehen und so der wirkende Erddruck auf die Spundwand vergrößert wird. Beim Vorspannen der Geogitter der Windenergieanlage 17 wurde die Vorspannkraft quasi willkürlich aufgebracht, indem mit Hilfe eines Baustellenfahrzeugs die Umlenkrolle nach vorne geschoben wurde, wodurch sich das an die Umlenkrolle angeschlossene Geogitter mitgeschoben und gedehnt hat. Durch die Erkenntnis des großen Einflusses der Vorspannkraft auf das Trag- und Systemverhalten besteht daher ein großes Interesse, für zukünftige Projekte die Vorspannkraft kontrolliert aufzubringen. Der Erddruckverlauf an der Spundwand entspricht dem Erddruckverlauf einer mit Verpressankern rückverankerten Spundwand. Es zeigen sich deutliche Erddruckkonzentrationen in den Stützpunkten bzw. in den Verankerungsbereichen und Entlastungen zwischen den Verankerungen gemäß der in der EAB beschriebenen Theorie bezüglich der Erddruckverteilung für Verbauwände mit Steifen bzw. Ankern.

Die in der vorliegenden Arbeit erzielten Ergebnisse zeigen, dass es sich bei der mit Geogittern rückverankerten Arbeitsplattform um eine besondere Konstruktion handelt, deren Tragverhalten sowohl Merkmale von Geogittern als Bewehrungselemente als auch Merkmale von Verpressankern aufweist. Dies ist insbesondere am Lastabtrag und an der Erddruckverteilung an der Spundwand zu erkennen. Bei diesem System handelt es sich somit um eine Art Hybrid-System, dessen Tragverhalten größtenteils von der Vorspannung der Geogitter abhängig ist. Das Tragverhalten dieses Hybrid-Systems bedarf weiterer Forschung und Untersuchungen, da einerseits aufgrund der geringen Messdaten des Monitorings eine Untersuchung des Tragverhaltens durch eine Gegenüberstellung mit den Berechnungsergebnisse des numerischen Modells nur in begrenztem Umfang möglich war

7 Zusammenfassung und Ausblick

und andererseits nicht der Einfluss aller Parameter auf das Trag- bzw. Systemverhalten untersucht wurde

8 Literaturverzeichnis

- [1] Rügger und Hufenus: Bauen mit Geokunststoffen - Ein Handbuch für den Geokunststoff-Anwender, Schweizerischer Verband für Geokunststoffe, 2003
- [2] Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen - EBGeo, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., 2. Auflage, 2010
- [3] Aydogmus und Klapperich: Geokunststoff – Innovatives Baumaterial, 5. Österreichische Geotechniktagung, Februar 2005
- [4] Jacobs F.: Interaktionsmodell zur Bemessung von Verankerungsgräben mit Geogittern, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation 2016
- [5] Ruiken A.: Zum Spannungs-Dehnungs-Verhalten des Verbundbaustoffs „geogitterbewehrter Boden“, Fakultät für Bauingenieurwesen der Rheinisch-Westfälischen Technischen Hochschule Aachen, Dissertation 2013
- [6] Nernheim A.: Interaktionsverhalten von Geokunststoff und Erdstoff bei statischen und zyklischen Beanspruchungen, Fakultät für Energie- und Wirtschaftswissenschaften der Technischen Universität Clausthal, Dissertation 2005
- [7] Arbeitsblätter für Bodenmechanik, Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum, Ausgabe 04/2013
- [8] Arbeitsblätter für Grundbau, Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum, Ausgabe 10/2012
- [9] Möller G.: Geotechnik kompakt – Band 2: Grundbau nach Eurocode 7, 4. Auflage, 2012
- [10] Mayer G.: Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpressankern in Sand, Veröffentlichungen des Grundbauinstitutes der Technischen Universität Berlin, Heft 12, 1983
- [11] Scheele F.: Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden, Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Schriftenreihe Heft 1, 1982
- [12] Wichter und Meiniger: Verankerungen und Vernagelungen im Grundbau, 2000
- [13] Ostermeyer H.: Verpressanker, Grundbautaschenbuch Band 2: Geotechnische Verfahren, 6. Auflage, 2001
- [14] Katzenbach R.: Studienunterlagen Geotechnik – Stützbauwerke, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, 10/2011
- [15] GeoTec Solutions: Monitoringbericht der Windenergieanlage 17 im Windpark Krammer, Version 0.2
- [16] ArcelorMittal Spundwand: Stahlspundwände – Gesamtkatalog 2015
- [17] HUESKER Synthetic GmbH: Messdaten der Dehnungen der Geogitter für die Windenergieanlage 17 im Windpark Krammer, 02/2018

8 Literaturverzeichnis

- [18] GeoTec Solutions: Messdaten des Grundwasserstandes innerhalb der Spundwandkonstruktion für Windenergieanlage 17 im Windpark Krammer, 02/2018
- [19] König D.: Studienunterlagen zur Veranstaltung Tragverhalten und Bemessung von Grundbauwerken – Verpressanker, Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften, Ruhr-Universität Bochum, SS2014
- [20] GeoTec Solutions: Ergebnisse der Drucksondierungen für die Windenergieanlage 17 im Windpark Krammer, 09/2017
- [21] Worpstedter Hartholz-Handel GmbH: Prospekt Bagger- und Kranmatratzen, Link: <http://www.baggermatratzen.info/images/downloads/Prospekt-Baggermatratzen.pdf> Zugriff 10.09.2018
- [22] PLASIX 2D Material Models Manual, 2018
- [23] GeoTec Solutions: Ergebnisse der bodenmechanischen Untersuchungen des verwendeten Verfüllbodens, 09/2017
- [24] Katzenbach R.: Studienunterlagen Geotechnik – Stützsysteme, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, 09/2014
- [25] Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben – EAB, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e. V., 5. Auflage, 2012
- [26] Benz, T.: Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences, Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften der Universität Stuttgart, Dissertation 2007
- [27] Katzenbach R.: Studienunterlagen Geotechnik – Erddruck, Institut für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, 03/2014
- [28] GeoTec Solutions: Übersichts- und Lageplan der Windenergieanlage 17, Version 0.3