

...für meine Mutter

Eidesstattliche Erklärung

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

Graz, am

.....

(Unterschrift)

Statutory declaration

I declare that I have authored this thesis independently, that I have not used other than the declared sources / resources, and that I have explicitly marked all material which has been quoted either literally or by content from the used sources.

Graz,

.....

(signature)

Danksagung

An dieser Stelle möchte ich allen danken, die mich im Laufe meiner Studienzeit und besonders während der Erstellung dieser Arbeit unterstützt haben.

Auf universitärer Ebene möchte ich mich besonders bei meinem Betreuer Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.tech. Roman Marte, für die Unterstützung während der Durchführung meiner Arbeit, bedanken. Auch verdanke ich meine Begeisterung für die Bodenmechanik seiner interessanten und anregenden Übermittlung der Thematik.

Auch bedanke ich mich bei Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Ing. Dr.tech. Peter Veit für seine Vermittlungen und Herrn Univ.-Prof. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Dr.-Ing Markus Krüger und seinen Mitarbeitern der TVFA, für die Unterstützung bei der Durchführung meiner Versuche.

Besonderer Dank gilt auch meinen Kollegen aus dem Wasserbauzeichensaal. Die Gemeinschaft, in welcher echte Freundschaften entstanden sind, hatte großen Einfluss auf meine gesamte Studienzeit und hält hoffentlich noch lange an.

Der wärmste und herzlichste Dank ergeht an meine Familie, ohne deren Hilfe und Unterstützung der Abschluss meines Studiums nicht möglich gewesen wäre. Besonders meiner Mutter Mathilde und meinem Vater Alois, möchte ich für die Liebe und das Verständnis in all den Jahren und der Vorbildwirkung in vielen Situationen des Lebens danken. Auch meiner Freundin Christina, die mich während meiner Arbeit geerdet und motiviert hat, möchte ich auf diesem Weg danken

Kurzfassung

„Mud-Pumping“ ist ein unerwünschter Effekt im Eisenbahnbau, bei dem der feinkörnige Untergrund in den Gleisschotter eindringt. Durch dynamische Vertikallasten, aufgrund von Zugüberfahrten, können unter gewissen Voraussetzungen Feinteile aus dem Boden in den Gleisschotter gepumpt werden. In dieser Masterarbeit wird zuerst ein Einblick auf Versuche aus der Literatur, gegeben. Deren Erkenntnisse werden in weiterer Folge verwendet um ein Versuchskonzept zu entwickeln um Faktoren, welche den „Mud-Pumping“- Effekt beeinflussen, untersuchen zu können. Dazu gehören der Entwurf eines Prüfaufbaus und die Entwicklung einer Methode zur Quantifizierung der gepumpten Menge an Feinteilen. Des Weiteren werden Versuche unter verschiedensten Rand- und Anfangsbedingungen durchgeführt. Der Fokus liegt dabei auf dem Wassergehalt und der Lagerungsdichte des zu untersuchenden Bodens, sowie auf der Größe und Dauer der Belastung. Die Ergebnisse aus den Versuchen werden mit Ergebnissen aus der Literatur gegenübergestellt und diskutiert.

Abstract

“Mud-Pumping” is an undesirable effect in railway constructions, where the subsoil penetrates the ballast layer. At some conditions, dynamic vertical stresses result in a pumping of fines from the subsoil in the ballast layer. At the beginning, this Master`s Thesis gives an overview of tests in the literature. The results are used to develop a test procedure to investigate factors that affect the “mud-pumping” effect. Therefore, test equipment and a method to quantify the pumping of fines, have been developed. Furthermore, in this thesis, tests with different boundary and initial conditions are performed, with focus on the water content and dry unit mass and the range and duration of stresses. The results of the tests are compared with results from the literature and will be discussed.

Inhalt

1	Einleitung und Problemstellung	1
2	Mud-Pumping in der Literatur	3
2.1	Allgemeines	3
2.2	Arten von Mud-Pumping.....	4
2.3	Laboruntersuchungen zu Mud-Pumping.....	6
2.3.1	Bodenverhalten unter zyklischen Belastungen	6
2.3.2	Scherfestigkeit unter zyklischen Belastungen.....	8
2.4	Faktoren welche das Pumpen von Feinteilen direkt betreffen.....	10
3	Versuche.....	22
3.1	Ziel der Untersuchung	22
3.2	Konzept zur Quantifizierung der gepumpten Feinteile	22
3.3	Kopfplatte.....	26
3.4	Prüfaufbau	30
3.4.1	Messtechnik	32
3.4.2	Dynamischer Aktuator.....	33
3.5	Verwendeter Boden	34
3.5.1	Allgemeines	34
3.5.2	Bodenkennwerte	34
3.6	Versuch mit niedrigem Wassergehalt und geringer Lagerdichte (Versuch 1).....	38
3.6.1	Versuchsdurchführung	38
3.6.2	Ergebnisse von Versuch 1	41
3.6.3	Interpretation.....	44
3.7	Versuch mit hohem Wassergehalt und mittlerer Lagerdichte (Versuch 2)	45
3.7.1	Versuchsdurchführung	45
3.7.2	Ergebnisse von Versuch 2	46
3.7.3	Interpretation.....	51
3.8	Versuch mit stehendem Oberflächenwasser und hoher Lagerdichte (Versuch 3).....	52

3.8.1	Versuchsdurchführung	52
3.8.2	Ergebnisse von Versuch 3	55
3.8.3	Interpretation	58
4	Zusammenfassung	61
5	Bewertung der Versuche und Ausblick auf weitere Forschungsarbeiten	63
6	Literatur	65

Abbildungsverzeichnis

Abb. 1	Beispiel Schienenbruch (<i>Quelle: versa.bmvit.gv.at</i>).....	1
Abb. 2	Beispiel verschlammter Gleiskörper (<i>Quelle: versa.bmvit.gv.at</i>)	2
Abb. 3	Belastung der Schwellen bei einer Zugüberfahrt	4
Abb. 4	Mud- Pumping Verhalten nach Tadatoshi (1997)	5
Abb. 5	Beispiel eines verschmutzten Gleisschotter nach einem Winter	
	(Raymond 1999)	5
Abb. 6	Mechanismus des Partikeltransportes während dem Tauvorgang (Raymond 1999)	6
Abb. 7	Trapezförmige Belastungskurve aus Feldmessungen	9
Abb. 8	Beziehung zwischen dem zyklischen Spannungsverhältnis, Sättigungsgrad und dem Versagen.....	10
Abb. 9	Versuchsaufbau	11
Abb. 10	Verhalten der Geokomposit- Typen 1- 3 bei 1D- Belastung	12
Abb. 11	Verhalten der Geokomposit- Typen 1- 3 bei 3D- Belastung	13
Abb. 12	Einfluss des Wasserstandes auf den Pumpeffekt	14
Abb. 13	Einfluss der Frequenz auf den Pumpeffekt	15
Abb. 14	Änderung des Wassergehalts über die Tiefe	16
Abb. 15	Kornverteilungskurve	17
Abb. 16	Proctorkurve	18
Abb. 17	Schematische Darstellung des Prüfzylinders	19
Abb. 18	Prüfaufbau.....	20
Abb. 19	Belastungszyklus über die Zeit	21
Abb. 20	Drahtgitter.....	23
Abb. 21	Drahtkörper Bsp. 1,4 cm Durchmesser.....	23
Abb. 22	Drahtkörper mit Vlies	24
Abb. 23	Fertiger Schmutzfänger	24
Abb. 24	Eingebauter Drahtkörper in der Hülse Bsp. 1,4 cm	25
Abb. 25	Verteilung der Hülsentypen.....	27
Abb. 26	Verschraubung der Hülsentypen.....	27
Abb. 27	Fertige Schalung für das Betonieren.....	28
Abb. 28	Eingegossener UHPC mit Elefantenhaut	28
Abb. 29	UHPC Kopfplatte mit aufgetragenen Gleisschotter (frontal)	29
Abb. 30	UHPC Kopfplatte mit aufgetragenen Gleisschotter (seitlich)	29
Abb. 31	Prüfgehäuse (schematische Darstellung)	30
Abb. 32	Prüfaufbau.....	31

Abb. 33	Induktiver Wegaufnehmer	32
Abb. 34	Kraftmessdose	33
Abb. 35	Hydraulischer Pulser Amsler P960	33
Abb. 36	Versuchsboden im übersättigten Zustand.....	34
Abb. 37	Vergleich der Kornverteilungskurven	35
Abb. 38	Versuchsboden im trockenem Zustand.....	36
Abb. 39	Proctorkurve	36
Abb. 40	Bodenrührer.....	38
Abb. 41	Lageweise eingebauter Versuchsboden	38
Abb. 42	Rüttelmotor	39
Abb. 43	Prüfgehäuse im dynamischen Prüfstand.....	39
Abb. 44	Eingebaute Schmutzfänger mit dazugehöriger Nummerierung	40
Abb. 45	Belastungsschema Versuch 1.....	41
Abb. 46	Vor monotoner Laststeigerung (links), nach 100.000 Lastwechseln (rechts)..	41
Abb. 47	Setzung aus monotoner Vorbelastung (Versuch 1).....	42
Abb. 48	Setzung aus dynamischer Belastung (Versuch 1).....	42
Abb. 49	Kopfplatte nach dem Ausbau (links), Oberfläche des Versuchsbodens nach dem Versuch (rechts)	43
Abb. 50	Sauberer Schmutzfänger (Typ C) nach dem Ausbau.....	43
Abb. 51	Lageweise eingebauter Versuchsboden (links) , befüllt mit 4000 ml Wasser (rechts)	45
Abb. 52	Wassergehalt über die Tiefe in der Schichtmitte	46
Abb. 53	Vor monotoner Laststeigerung (links), nach monotoner Laststeigerung (rechts)	47
Abb. 54	Setzung aus monotoner Vorbelastung (Versuch 2).....	48
Abb. 55	Setzung aus dynamischer Belastung (Versuch 2).....	48
Abb. 56	Seitlicher Austritt des Versuchsbodens während der dynamischen Belastung	49
Abb. 57	Ausgedrückte Schmutzfänger während der dynamischen Belastung	49
Abb. 58	Zustand des Versuchsaufbaus nach 2000 Lastwechseln.....	50
Abb. 59	Ausgebaute UHPC Kopfplatte nach Versuch 2	50
Abb. 60	Aus den Hülsen getretenes Wasser.....	51
Abb. 61	Belastungsschema Versuch 3.....	53
Abb. 62	Lagenweise eingebauter Versuchsboden (links), befüllt mit 2800 ml Wasser (rechts)	54
Abb. 63	Wassergehalt über die Tiefe in der Schichtmitte (Versuch 3).....	55

Abb. 64	Vor monotoner Laststeigerung (links), nach monotoner Laststeigerung (rechts)	55
Abb. 65	Setzung aus monotoner Vorbelastung (Versuch 3).....	56
Abb. 66	Setzung aus dynamischer Belastung mit 5 Hz (Versuch 3).....	57
Abb. 67	Saubere Schmutzfänger nach dem Ausbau.....	57
Abb. 68	UHPC Kopfplatte nach dem Ausbau (links), Schlamm zwischen den Steinen (rechts)	58
Abb. 69	Aufsteigende Feinteile nach ca. 1000 Lastwechseln.....	59
Abb. 70	Hochpumpen von Feinteilen zwischen den Steinen.....	59

Tabellenverzeichnis

Tab. 1	Verwendete Geokomposit- Typen	11
Tab. 2	Belastungstabelle	20
Tab. 3	Konsistenzgrenzen.....	37
Tab. 4	Festigkeitsparameter.....	37

1 Einleitung und Problemstellung

Die Eisenbahn zählt zu den wichtigsten Infrastruktureinrichtungen vieler Länder weltweit. Obwohl z.B. in Österreich laut Statistik Austria ca. 6.500.000 Kraftfahrzeuge gemeldet sind (Stand Februar 2016) wird ein wesentlicher Anteil des Güter- und Personenverkehrs über die Eisenbahn abgewickelt

Um den täglichen Schienenverkehr so reibungslos wie möglich zu gestalten, bedarf es Vorkehrungen, wie zum Beispiel einem minutiös geplanten Logistik- und Zeitplan. Um diesen einhalten zu können bedarf es hohen Sicherheitsstandards, um die Gefahr von ungeplanten Unterbrechungen so gering wie möglich zu halten. Zusätzlich zum bewährten „Fail-Safe-System“ ist deshalb ein einwandfreier Zustand der Streckenaufgabe erforderlich.

Sehr kritisch für den Schienenverkehr sind sogenannte Gleislagefehler. Hier ist aus verschiedenen Gründen die Solllage bzw. Höhe der Schiene nicht mehr gegeben. Diese Fehlstellen können mehrere Ursachen haben die in Oberbau- und Unterbauschäden unterteilt werden. Auf die klassischen Oberbaufehler, wie der Schienenbruch, die zerriebene Schwelle oder die defekte Zwischenlage wird in dieser Arbeit nicht näher eingegangen. In der vorliegenden Masterarbeit wird der Fokus auf die Probleme im Unterbau gelegt. Angemahnt wird, dass ein Fehler im Unterbau sich sehr oft direkt oder indirekt auf den Oberbau auswirkt.



Abb. 1 Beispiel Schienenbruch (*Quelle: versa.bmvit.gv.at*)

Unterbaufehler treten auf, wenn die Eigenschaften des Bodens nicht den geforderten Anforderungen entsprechen oder diese sich durch äußere Umstände dahingehend verschlechtern. Eine tragende Rolle spielt dabei der Wassergehalt des Bodens.



Abb. 2 Beispiel verschlammter Gleiskörper (Quelle: *versa.bmvit.gv.at*)

Feinkörnige Böden können durch einen zu hohen Wassergehalt deutlich an Steifigkeit und Festigkeit verlieren. Sie werden „aufgeweicht“ und die daraus resultierenden Setzungen haben Gleislagefehler zur Folge. Ein weiteres Problem ist, wenn durch diesem hohem Wassergehalt ein Feinteiltransport in den Gleisschotter erfolgt. Dadurch wird der Schotter verunreinigt und es kommt zu einer signifikanten Änderung der dynamischen Steifigkeit des Oberbaus. Dieser verliert seine Elastizität und es kommt zu einer Verringerung der Tragfähigkeit. Da die in den Oberbau gewanderten Feinteile im Unterbau fehlen, hat dies wiederum Setzungen zu Folge, welche in einem Gleislagefehler resultieren. Dieser Effekt wird im Weiteren als Mud-Pumping bezeichnet.

Das Problem dieser Mud-Pumping- Fehlstellen ist, dass sie zum Großteil erst erkannt werden, wenn sich schon „Schlammgespritzer“ an der Oberfläche bemerkbar gemacht haben. Dies ist meist ein zu spätes Erkennen und kann nur mit großem zeitlichen Aufwand behoben werden, wie das lokale Reinigen und/ oder Auswechseln des Schotters.

Umso wichtiger ist es genauere Kenntnisse über das Pumpverhalten von Böden bzw. dieser Mud-Pumping- Effekte zu erhalten. Mit der genaueren Kenntnis über die zeitlichen und quantitativen Vorgänge von Mud-Pumping gefährdeten Böden, könnte ein rechtzeitiges Gegensteuern erfolgen. Dies würde ein großes wirtschaftliches Einsparungspotenzial bedingen, da zeitintensive Behebungen vermieden werden können und durch weniger zeitaufwändige Vorkehrungen ersetzt werden könnten.

2 Mud-Pumping in der Literatur

2.1 Allgemeines

Unter dem Begriff „Mud-Pumping“ wird der Transport (hochpumpen) von Feinteilen eines Bodens, in die darüber liegende Bodenschicht verstanden. Speziell aus dem Schienenverkehrswesen sind diese Effekte bekannt, wo es zum Feinteileintrag des Unterbodens in und durch den Gleisschotter kommt. Doch nicht nur im Schienenbau wird dies beobachtet. So untersuchten zum Beispiel Alobaidi & Hoare (1996) in ihrer Arbeit den Feinteileintrag von Unterböden in die darüber liegenden Schichten bei Autobahnen. Alle folgenden Erörterungen des Mud-Pumping- Effektes, werden sich in dieser Arbeit auf den Bereich des Eisenbahnbaus beziehen.

Bis Mitte der 1950er Jahre wurde dieses Phänomen des Feinteiltransports ausschließlich Böden mit geringer Festigkeit zugeschrieben. Doch Ayres (1986) fand in seinen Untersuchungen heraus, dass die größten Fehler in der Gleislage bei Böden mit hoher Festigkeit vorgekommen sind. Aufgrund dieser Ergebnisse wurde erstmals Wasser als ein maßgebender Faktor in Verbindung mit Mud-Pumping erkannt. Ab jenem Zeitpunkt wurde dieser Zusammenhang vermehrt untersucht, um ein besseres Verständnis für diese Art des Feinteiltransports zu erlangen.

Mud-Pumping tritt vermehrt und besonders an Stellen auf, welche zwei Kriterien erfüllen: Böden mit Feinkornanteilen und der Kontakt mit Wasser, wie zum Beispiel hohes Grundwasser, andauernde Regenfälle oder Überflutungen. Ist der Gleisschotter einmal mit Feinanteilen verschmutzt, kann dieser seine Funktionen als Drainagekörper und Dämpfer nicht mehr ausreichend erfüllen. Es wurde herausgefunden, dass die eingebrachten Feinteile entweder vom Unterboden oder von zermahlene Kornteilen des Schotterkörpers stammen können. In der Natur wurden diese zwei Formen beobachtet und Ayres (1986) definiert diese als:

- Erosion Pumping Failure (EPF): Die Feinteile stammen vom Unterboden. Durch das Eindringen der Körner vom Gleisschotter in den Unterboden werden Teile von diesem nach oben befördert.
- Dirty Ballast Pumping Failure (DBPF): Die in den Gleiskörper eingedrungenen Feinteile sind Anhäufungen von zermahlene Produkten, wie z.B. winderodierte Einlagerungen, Bremsstaub, Abrieb von Betonschwellen oder Schmutzabwurf von Rädern.

Durch eine rein visuelle Inspektion sind diese beiden Formen sehr schwer voneinander zu unterscheiden.

2.2 Arten von Mud-Pumping

Wie allgemein bekannt, werden Eisenbahnschienen auf Schwellen montiert. Die Schwellen dienen zur Stützung der Schienen, Spurhaltung und übertragen die Lasten aus Zugüberfahrten in den Schotterkörper. Der Gleisschotter liegt oftmals direkt am gewachsenen Unterboden auf.

Tadatoshi (1977) beschreibt in seiner Arbeit ein Modell, in dem Feinteile auf Grund von Saugspannung und dynamischen Vertikalkräften hochgepumpt werden. Dynamische Vertikalkräfte entstehen bei der Überfahrt von Zügen. Deren Größe und Frequenz hängen von den jeweiligen Achslasten und Fahrtgeschwindigkeiten ab. In Abb. 3 ist ein Belastungsmodell nach Telford (1994) dargestellt.

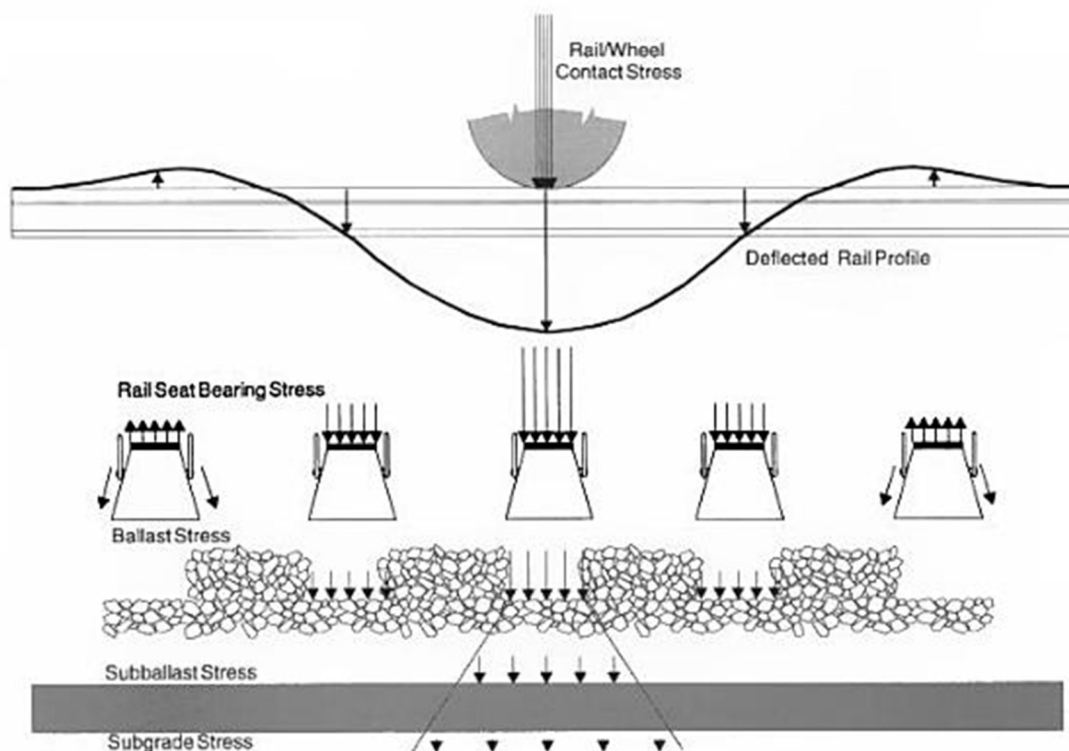


Abb. 3 Belastung der Schwellen bei einer Zugüberfahrt

Aufgrund dieser Bewegungen der Schwelle wird im Gleiskörper abwechselnd ein Porenwasserüberdruck mit anschließender Saugspannung bzw. Unterdruck erzeugt, welcher die Feinteile aus ihrem Verbund löst und durch den Porenraum des

Gleiskörpers pumpt. Dieser Effekt wiederholt sich mit jedem Lastzyklus und ist in nachfolgender Abbildung dargestellt.

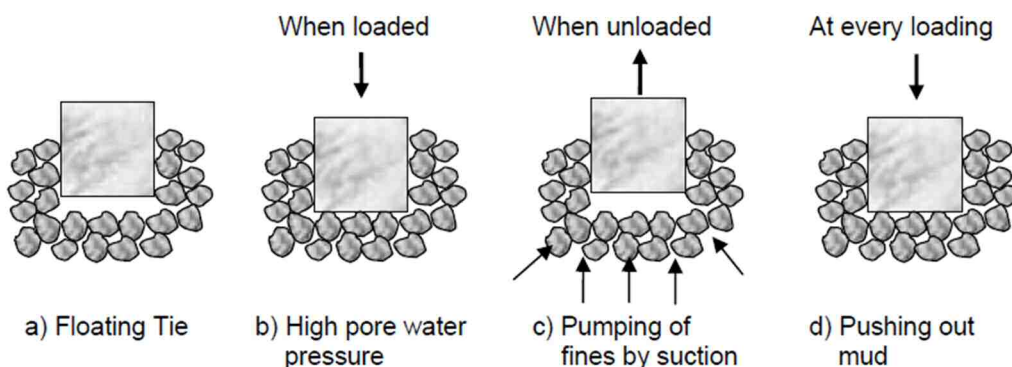


Abb. 4 Mud- Pumping Verhalten nach Tadatoshi (1997)

Eine weitere Form der Verschmutzung durch Feinteileeintrag kann durch den Frost-Tau-Wechsel erfolgen. Raymond (1986) fand in seinen Untersuchungen zu eingebauten Geotextilien in nordamerikanischen Eisenbahnstrecken heraus, dass der Schotter an einigen Stellen im Schienennetz vollkommen mit mineralischen Feinteilen belastet ist.



Abb. 5 Beispiel eines verschmutzten Gleisschotters nach einem Winter (Raymond 1999)

Die Frostzone reicht bis in den Unterbau hinab. Der Tauprozess startet an der Oberfläche und der unterhalb der Tauzone gefrorene Untergrund verhindert die Drainage des Tauwassers. Die bei Belastung entstehenden Porenwasserüberdrücke bewirken ein Hochpumpen der Feinteile nach oben.

Dieser Effekt tritt hauptsächlich als der vorher beschriebenen DBPF auf und hat nichts mit dem Feinteileintrag aus dem Unterboden zu tun.

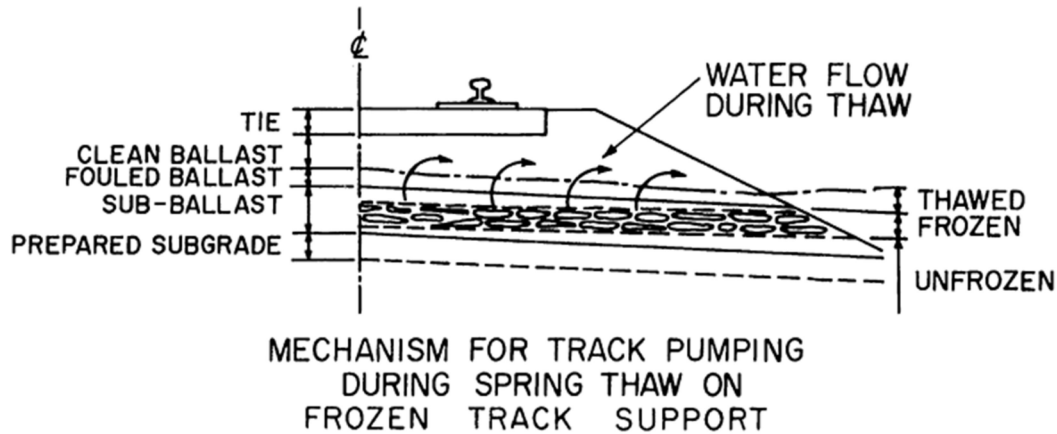


Abb. 6 Mechanismus des Partikeltransportes während dem Tauvorgang (Raymond 1999)

Verschmutzten Gleisschotter untersuchte auch Blacklock (1984) an der Amtrak-Strecke Bush River nach Edgewood, Maryland. Hier kam es immer wieder zu Beobachtungen von durch den Gleisschotter gepumpten Feinteile. Die geringen Setzungen, welche auf den Transport von Feinteilen des Unterbodens zurückzuführen sind, wurden wiederholt mit dem so genannten „Stopfverfahren“ korrigiert. Bei Untersuchungen durch Grabarbeiten wurde entdeckt, dass das Schotterpaket an manchen Stellen bis zu 3 ft (~1 m) Mächtigkeit aufwies und mit Feinteilen aus dem Unterboden und Ölrückständen verschmutzt war. Ein typischer Boden an diesen Stellen war ein nichtplastisches, toniges Schluff-Sand-Gemisch. Die durch diese Verschmutzung eingeschränkte Drainagefähigkeit des Gleiskörpers begünstigte das Auftreten von Pumpereignissen und deren Folgeprobleme.

2.3 Laboruntersuchungen zu Mud-Pumping

2.3.1 Bodenverhalten unter zyklischen Belastungen

Wie im vorigem Unterkapitel bereits erwähnt, ist der Schienenunterbau wiederholten Belastungen aus Zugüberfahrten ausgesetzt. Dies kann mit einer dynamischen Vertikalbelastung gleichgesetzt werden. Um ein besseres Verständnis für den Mud-Pumping-Effekt zu erlangen, wird ein Blick auf das Verhalten von Böden unter dynamischen Belastungen geworfen. Vorreiter auf diesem Gebiet waren in den frühen 90er Jahren das Norwegische Geotechnik Institut (NGI) und das amerikanische MIT, welche für Offshore- Ölplattformen diverse Untersuchungen durchführten. Die Erkenntnisse dieser früheren Forschungen flossen in Laboruntersuchungen über das

Verhalten von Böden im Eisenbahnbau ein. Folgende Punkte, welche diese Erkenntnisse wiedergeben, wurden aus der Literaturrecherche von Aw Eng Sew (2007, MIT) übernommen.

- **Effekt des kritischen Spannungsverhältnis τ_c/S_u**

Hierbei handelt es sich um ein kritisches Spannungsverhältnis, welches wenn es überschritten wird, nach einer gewissen Anzahl an zyklischen Belastungen in einem Scherversagen des Bodens endet (unter undrainierten Bedingungen). Dieses Verhältnis ist definiert als die aufgebrachte Scherspannung τ_c dividiert durch die undrainierte Scherfestigkeit des Bodens S_u . Bei Spannungen unter diesem kritischen Verhältnis τ_c/S_u , ist der Boden mit einer großen Anzahl an dynamischen Lastungszyklen belastbar, ohne dass die plastischen Verformungen zunehmen. Mit jedem fortlaufenden Zyklus erfährt der Boden dann eine Verfestigung (hardening). Die plastischen Dehnungen reduzieren sich bis ein Zustand erreicht ist, bei dem die elastische Komponente die plastische Komponente deutlich übersteigt. Dies ist unter dem Begriff „shakedown condition“ bekannt und zeigt ein quasi-elastisches oder elastisches Verhalten. Die Feststoffpartikel im Boden haben Kontakt zueinander und verdichten sich zu einer Struktur welche der Belastung standhält. Umgekehrt werden bei einem hohen τ_c/S_u Verhältnis auch die plastischen Verformungen mit jedem Belastungszyklus größer. Demzufolge kommt es bei einer Überschreitung dieses Spannungsverhältnisses zu Entfestigungsprozessen im Boden.

- **1- Weg- oder 2- Wege- Zyklus**

2- Wege- Zyklen (Spannungsumkehr) führen zu einem schnelleren Versagen als eine Belastung in nur eine Richtung. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass 2-Wege-Belastungen ein Ansteigen der mittleren und der zyklischen Dehnungen verursachen, während die 1-Weg-Belastung auf den Anstieg der zyklischen Dehnungen beschränkt ist. Generell wird als Belastungsmodell im Schienenverkehr ein 1-Weg-System angenommen. Allerdings argumentieren Selig & Waters (1994), dass Eisenbahnstrecken, welche einer dauernden zyklischen Belastung ausgesetzt sind, in der Tat 2-Wege-Belastungen im Unterboden aufweisen. Dazu wurden Spannungen entlang einer Strecke im belasteten und unbelasteten Zustand erfasst. Selig fand heraus, dass die Horizontalspannungen im unbelasteten Zustand mit jedem Lastzyklus anstiegen. Die gemessenen Werte waren sogar höher als die Vertikalspannungen im unbelasteten Zustand. Dies begründet er mit einer 2-Wege-Belastung, bei der der Spannungspfad vom unbelasteten in den belasteten Zustand wandert, was zu einer beschleunigten Verschlechterung der Bahnstrecke führt. Lagekorrekturen und Stopfen

würden den 1-Weg-Zyklus wiederherstellen. Hierbei handelt es sich um eine Theorie, welche auf Laborversuchen beruht, jedoch noch nicht mit Feldversuchen bestätigt wird.

- **Entwicklung von Porenwasserdrücken**

Bei kontinuierlich zyklischer Belastung kann das Entstehen von Porenwasserüberdrücken in gering durchlässigen Böden und unter undrainierten Bedingungen beobachtet werden. Porenwasserüberdrücke welche durch wiederholte Scherbeanspruchung entstehen, können einen Faktor von 2 bis 4 höher sein als die statisch erzeugten (Ohara et al 1981). Die Generierung von Porenwasserüberdrücken haben zwei Ereignisse zur Folge. 1) Eine Reduktion der effektiven Spannungen bedingen ein Zusammentreffen des effektiven Spannungspfades mit der Versagenslinie (failure-state-line) oder 2) Eine Konsolidierung von feinkörnigen Böden wenn der Porenwasserüberdruck abgebaut werden kann. Die Entwicklung der Porenwasserdrücke hängt auch vom Überkonsolidierungsgrad (OCR) ab. Bei normalkonsolidierten Böden steigt der Porenwasserdruck stetig mit der Anzahl der Belastungszyklen. Bei überkonsolidierten Böden hingegen kommt es aufgrund der möglichen Dilatation, zu einem initiellen Abbau des Porenwasserdrucks gefolgt von einem Anstieg zu einem Porenwasserüberdruck (Ohara et al. 1981).

Viele dieser Labortests werden unter undrainierten Bedingungen durchgeführt. Dies wiederum ist kein repräsentativer Zustand der in der Praxis gebauten Bahnstrecken. Generell sollte dies kritisch hinterfragt werden, da bei Laborversuchen im Allgemeinen bis hin zum Versagen getestet wird. Hingegen haben echte Züge eine begrenzte Anzahl an Wagons und somit eine begrenzte Anzahl an Lastzyklen. Des Weiteren ist der Untergrund normalerweise in einem drainierten Zustand und es kommt zu einem (teilweisen) Abbau der Porenwasserdrücke zwischen den Überfahrten.

2.3.2 Scherfestigkeit unter zyklischen Belastungen

Miller et al (2000) starteten eine Versuchsreihe um die Anwendbarkeit von kritischen Spannungen von teilgesättigten Böden zu untersuchen. Durch Variationen des Sättigungsgrades (natürlicher Wassergehalt des Bodens und vollgesättigt) und dem Aufbringen von unterschiedlichen Deviatorspannungen sollte das Verhalten bei dynamischer Beanspruchung sowie Versagensregionen dargestellt werden (siehe Abb. 8). Der dabei verwendete Boden ist ein sogenannter Mississippi Buckshot Clay. Er ist ein hoch plastischer Ton, mit einem natürlichen Sättigungsgrad von 90 % bis 100 %. Die Versuche wurden in einer Triaxial-Zelle durchgeführt und mittels einer

trapezförmigen Belastungskurve dynamisch belastet. Diese Form der Belastungskurve wurde in Feldversuchen ermittelt, wie in Abb. 7 zu sehen ist.

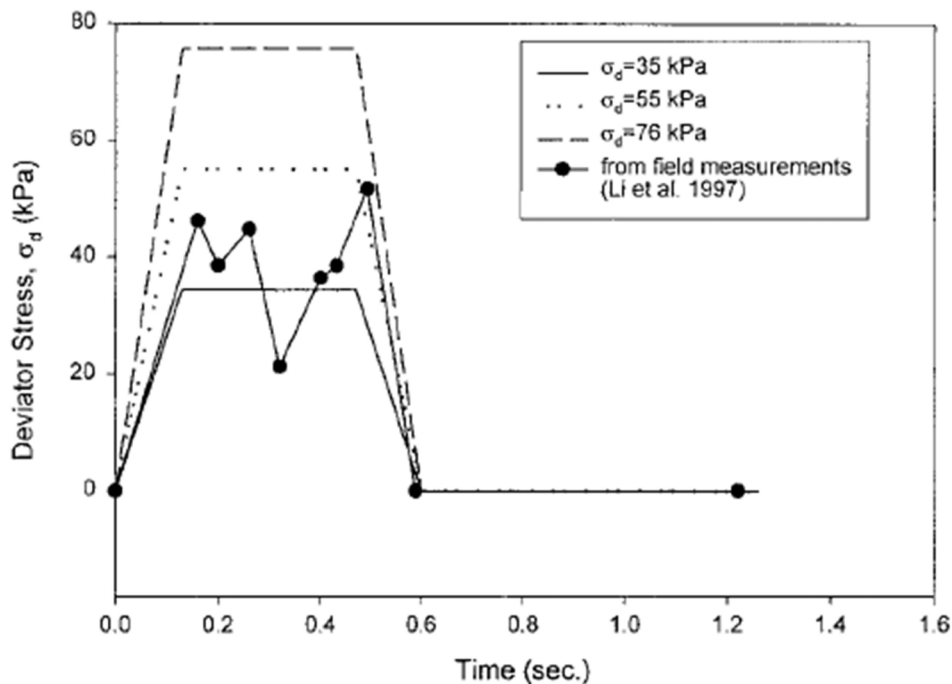


Abb. 7 Trapezförmige Belastungskurve aus Feldmessungen

Die Versuche bei natürlichem Wassergehalt fanden unter drainierten Bedingungen statt. Miller schlug dies, aufgrund der möglichen Entstehung von internen Porenwasserdrücken bei dynamischer Belastung von hochgesättigten Böden, vor. Bei den undrainierten Versuchen wurden die Bodenproben vorher vollgesättigt. Die kritische Deviatorspannung $\sigma_1 - \sigma_3$ kann mit Hilfe der Grenze zwischen der Versagensregion und der stabilen Region abgeschätzt werden. Die Versagensregion definiert sich durch große plastische Verformungen, im Gegensatz zum stabilen Zustand, der die zyklischen Belastungen ohne große Verformungen absorbiert (shakedown condition). Miller fand heraus, dass die kritische Deviatorspannung bei den Proben mit natürlichem Wassergehalt teilweise um den Faktor 3 größer war, als bei den vollgesättigten Proben. Dies ist signifikant in Bezug auf das Verhalten von Böden nach Starkregen-Ereignissen.

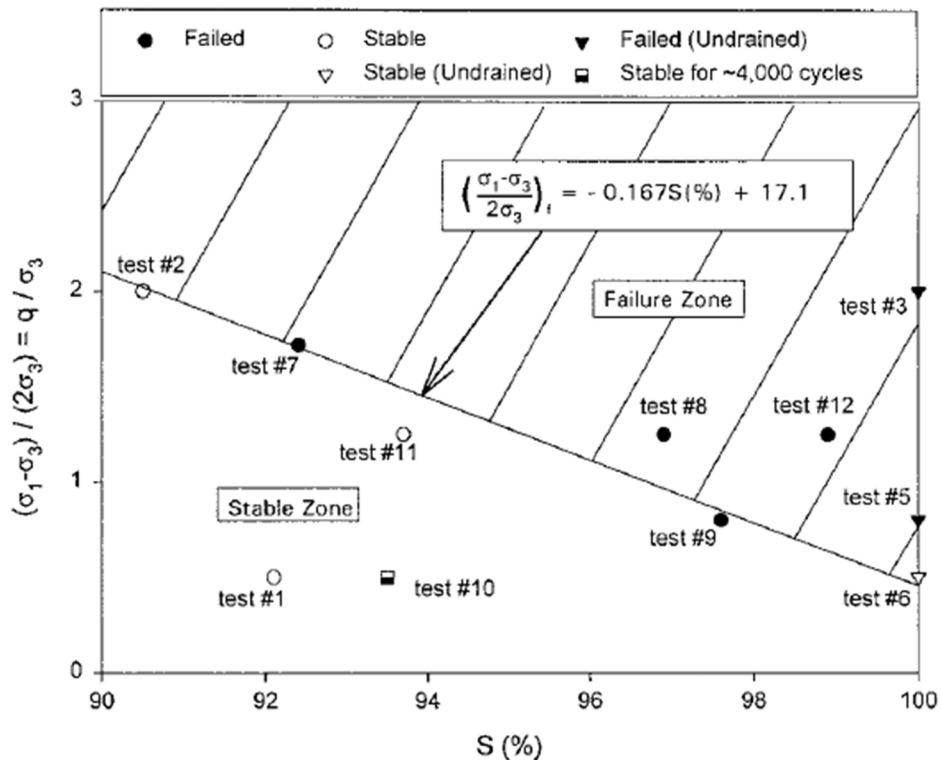


Abb. 8 Beziehung zwischen dem zyklischen Spannungsverhältnis, Sättigungsgrad und dem Versagen

2.4 Faktoren welche das Pumpen von Feinteilen direkt betreffen

Alobaidi und Hoare (1994, 1996, 1998) haben sich in der Vergangenheit intensiv mit der Erforschung von Pumpeffekten zwischen dem natürlichen Unterboden und dem Unterbau von Straßen und Transportwegen beschäftigt. Ein großer Fokus ist dabei auf die Entstehung von Porenwasserdrücken gelegt worden. Deren Versuche und Ergebnisse sind im folgendem Beispiel einer vorangegangenen Literaturrecherche von Aw Eng Sew (2007, MIT) zusammengefasst und dargestellt.

Alobaidi und Hoare wollten in ihren Versuchen den Zusammenhang zwischen der Entstehung von Porenwasserdrücken und dem Transport von Feinteilen knapp unterhalb der Unterbodenschicht untersuchen. Sie nahmen an, solange der Unterboden aus einer gering durchlässigen Schicht besteht, müssen sich die entstandenen Porenwasserdrücke zur Oberfläche hin abbauen. Der Abbau von solchen Porenwasserdrücken erzeugt einen sehr hohen hydraulischen Gradienten und wird als einer der maßgebenden Faktoren für das Penetrieren von Feinteilen in den oberen Schichten genannt. Diese Theorie in einem Laborversuch zu überprüfen, ist mit gewissen Schwierigkeiten, wie zum Beispiel das Messen des Porenwasserdrucks nahe der Übergangsschicht verbunden. Dazu wurden an der University of Birmingham (UK)

Versuche mit triaxialer-, zyklischer-Beanspruchung unternommen. Der Versuchsaufbau ist in Abb. 9 ersichtlich.

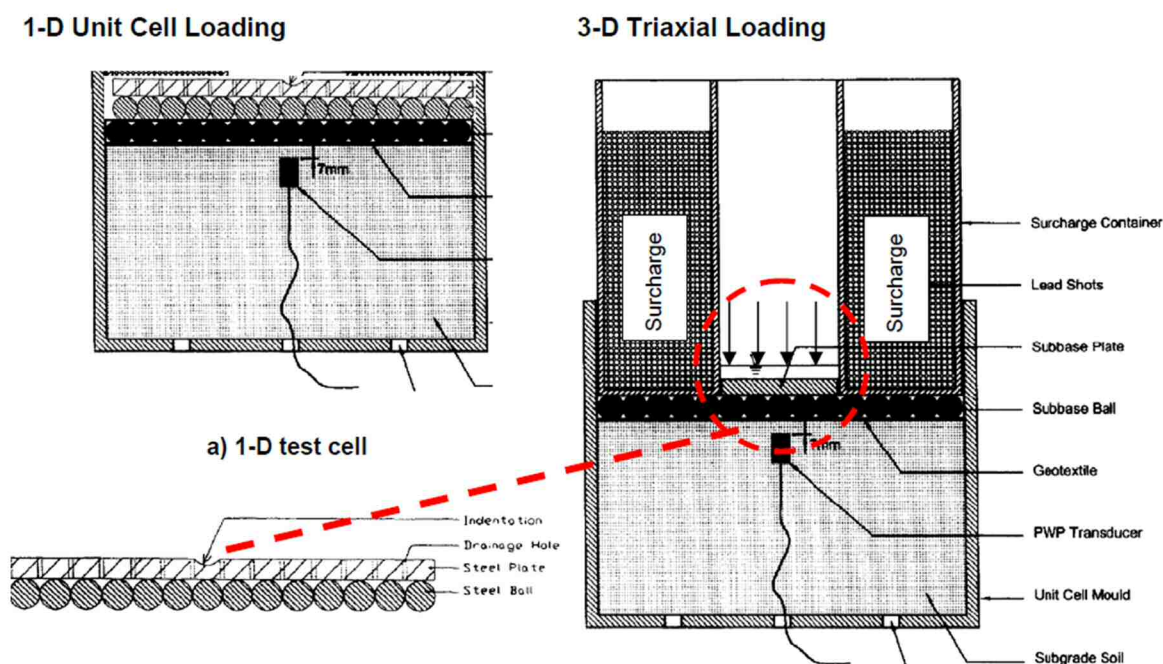


Abb. 9 Versuchsaufbau

Der zu untersuchende Boden wurde in die Versuchsbox gefüllt und mit einem Geotextil oder einem Geokomposit (Geogitter und Sandgemisch) bedeckt. Die folgende Tabelle zeigt die verwendeten Materialien.

Tab. 1 Verwendete Geokomposit- Typen

Type no. of geocomposite	Lower separator	Main layer
1	Geotextile ^a	—
2	Geotextile ^a	15 mm sand
3	Geotextile ^a	3D grid filled sand
4	Perforated polythene	15 mm sand
5	Perforated polythene	Filtram 1A1
6	Perforated polythene	Polystyrene
7	Perforated polythene	Aluminium mesh

^aTerram 1000.

Zur Simulation des Schotterkörpers, diente eine Konstruktion aus im Durchmesser 15 mm großen Stahlkugeln, welche mit Epoxidharz an eine Stahlplatte geklebt wurden. Diese Platte ist mit Drainagebohrungen perforiert. Danach wurde von unten eine Bohrung mit 10 mm Durchmesser hergestellt, um den Porenwasserdruckgeber einzubauen. Diese Bohrung wurde nach dem Positionieren wieder abgedichtet worden.

Der Versuch wurde mit einer mittleren Spannung von 20 kPa, bei einer dynamischen Spannungsamplitude von 10 kPa und einer Frequenz von 2 Hz durchgeführt. Nach Testende wurde das Geotextil mit dem darüber liegenden freien Wasser im Ofen getrocknet um die Masse der hochgepumpten Feinteile zu ermitteln. Die Änderung der Schichtdicke ELT (Equivalent Loss of Thickness) kann direkt über die ermittelte Masse mit folgender Formel beschrieben werden:

$$ELT = \Delta h(pump) = \frac{w_f}{A_f * \gamma_d}$$

Wobei w_f [kg] die Masse der Feinteile, A_f [m²] die belastete Fläche und γ_d [kg/m³] die Trockenwichte des Unterbodens darstellt.

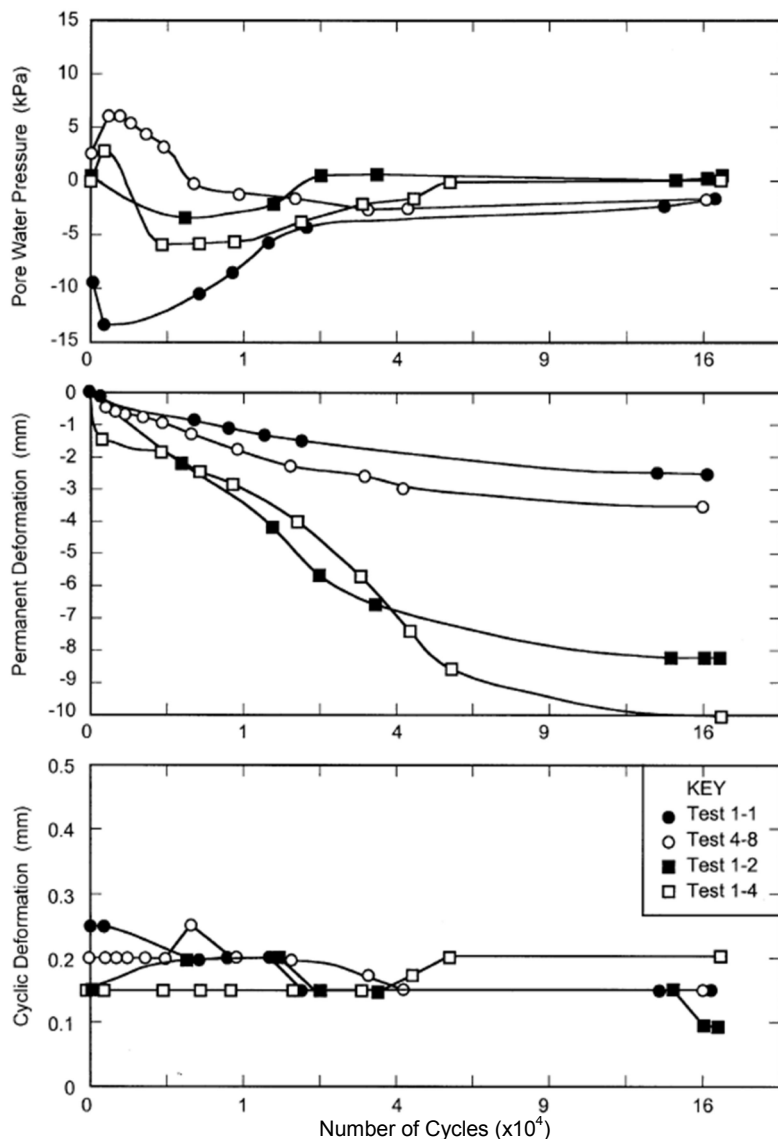


Abb. 10 Verhalten der Geokomposit- Typen 1- 3 bei 1D- Belastung

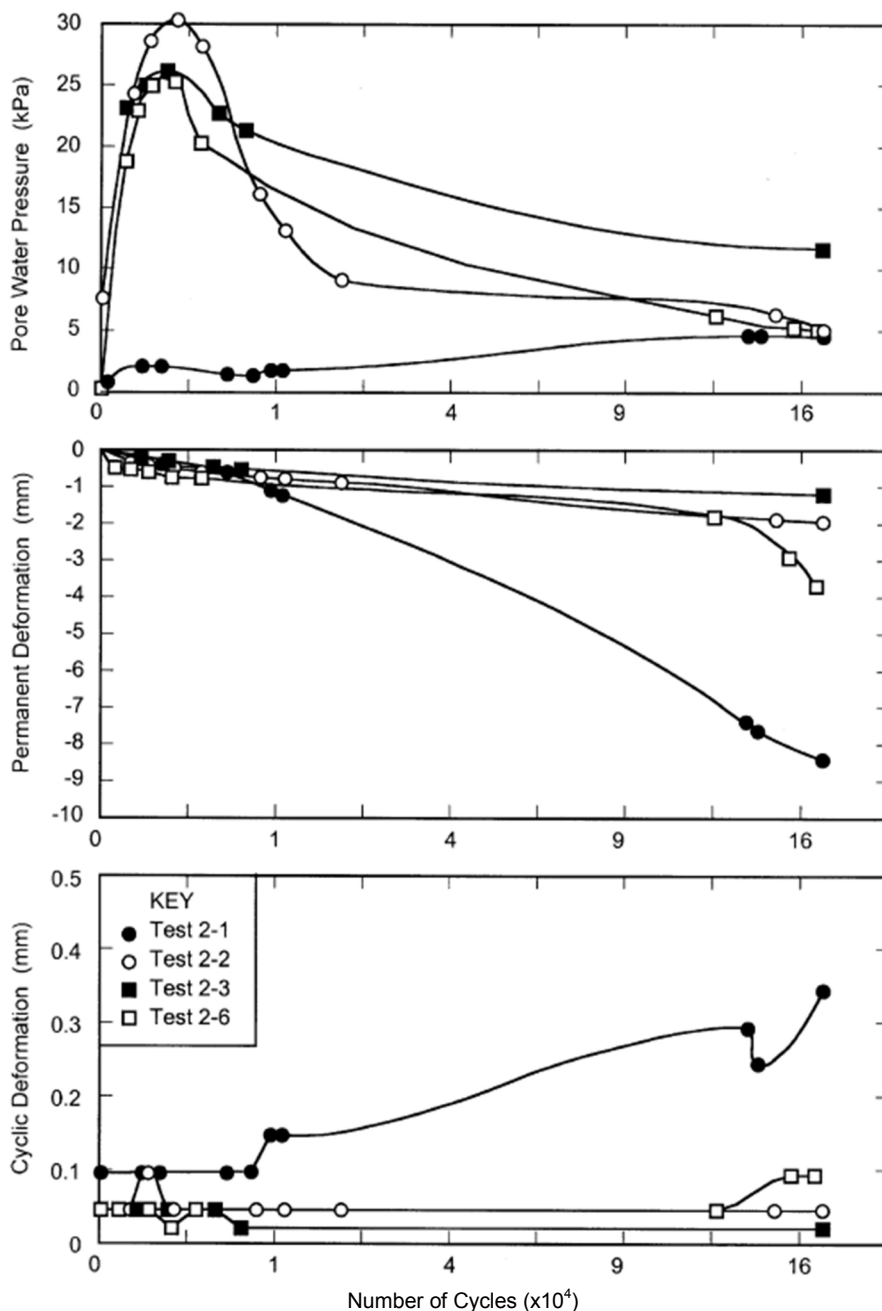


Abb. 11 Verhalten der Geokomposit- Typen 1- 3 bei 3D- Belastung

Abb. 10 und 11 zeigen die Ergebnisse dieser Untersuchungen. Bei der Testbezeichnung kennzeichnet die 1. Ziffer den Testdurchlauf und die 2. Ziffer die Nummer des Geocomposite Typs (Tab. 1). Die Ergebnisse lassen auf Folgendes schließen:

- **Entwicklung der Porenwasserdrücke nahe der Grenzschicht**

Die typische Entwicklung dieser Porenwasserdrücke ist durch einen Peak-Wert bei 2000 bis 5000 Lastzyklen charakterisiert. Die dazu gehörigen totalen Setzungen haben hingegen einen kontinuierlichen Verlauf und steigen bis zu einer Lastanzahl von

160.000 stetig an. Zusätzlich haben die Versuchsnummern 1-4 (1D) und 2-1 (3D) den größten Feinteiltransport, aber den geringsten Wert der entstandenen Porenwasserdrücke. Es konnte kein erkennbarer Zusammenhang zwischen diesen beiden Einflussgrößen hergestellt werden. Alobaidi kommt zu dem Schluss, dass der Porenwasserdruck nicht der alleinige maßgebende Faktor für den Pumpeffekt sei.

- **Effekt des stehenden Wassers**

Ist die Drainagewirkung des Unterbaus nicht mehr gegeben, sei es durch Verschmutzung, Vereisung oder durch Starkregenereignisse, kann sich ein stehendes Wasserniveau über dem gering durchlässigen Unterboden bilden. Alobaidi untersuchte diesen Effekt indem er auf die Bodenprobe unterschiedliche Mengen von stehenden Wasser goss und 24h quellen ließ. Wie in Abb. 12 ersichtlich ist, gibt es einen direkten Zusammenhang zu der hochgepumpten Menge an Feinteilen. Je höher der freie Wasserstand, desto größer die Verformung und der damit verbundene Pumpeffekt.

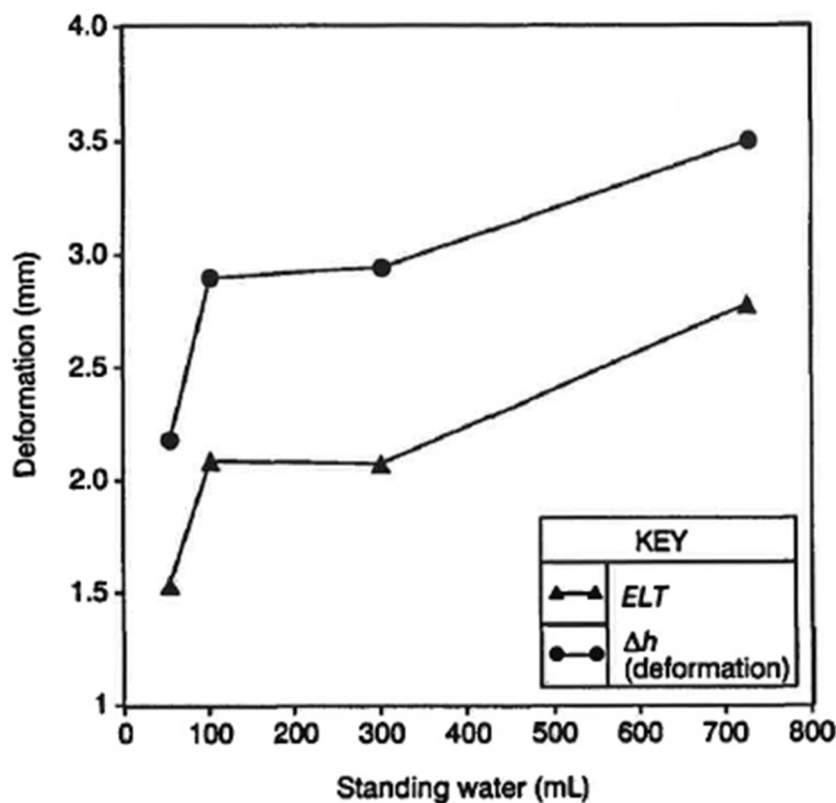


Abb. 12 Einfluss des Wasserstandes auf den Pumpeffekt

Ebenso wurde auch der Einfluss der Frequenz untersucht. Das Ergebnis ist in Abb 13 ersichtlich. Hier kommt es jedoch nur bei höheren Wasserständen zu einer Verstärkung der Effekte bei höherer Frequenz.

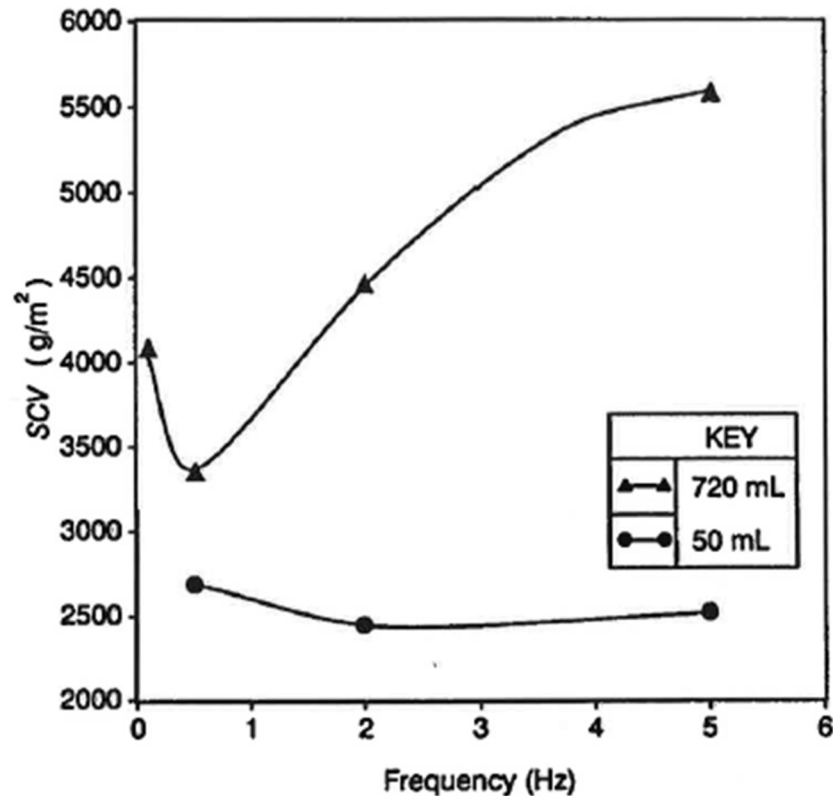


Abb. 13 Einfluss der Frequenz auf den Pumpeffekt

Auch wurde der Einfluss des freien Wasserstandes auf die Änderung des Wassergehalts von Böden untersucht. Hierzu wurde die Bodenprobe mit einer Spannung von 200 kPa konsolidiert und danach bis zu einem Spannungsniveau von 10 kPa entlastet. Anschließend ist Wasser mit einer Menge von 720 ml auf die Oberfläche der Probe gegossen worden. Nach 2 Wochen erfolgte eine Ermittlung des Wassergehalts in unterschiedlichen Tiefen. Abb. 14 zeigt einen Wassergehalt von 38,5 % in einer Tiefe von 2 mm. Dies liegt unter der Liquiditätsgrenze von 48,5 %. Trotzdem könnte die Schicht mit 1 mm Dicke die Liquiditätsgrenze erreichen und die Feststoffpartikel vom fließenden Wasser weggespült werden (Alobaidi 1994).

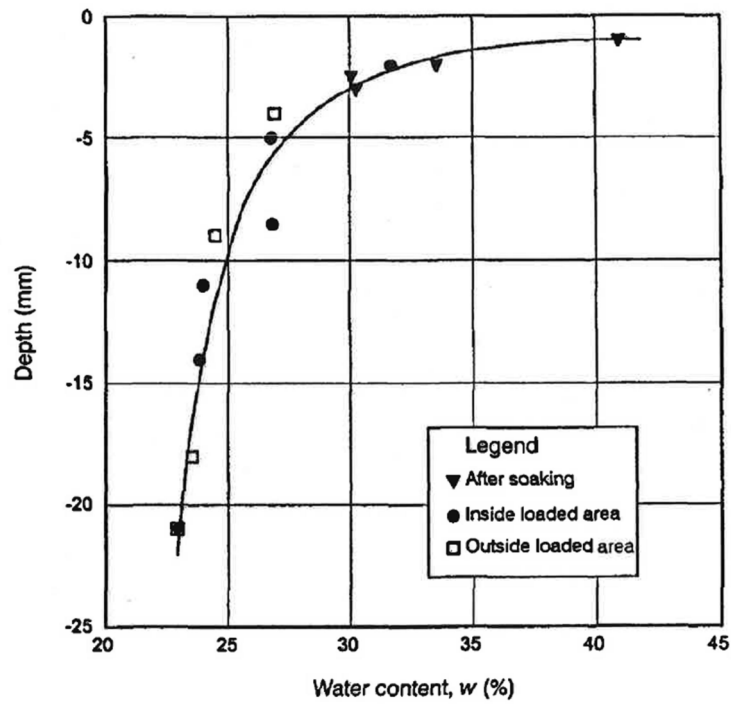


Abb. 14 Änderung des Wassergehalts über die Tiefe

Alobaidi beschreibt auch den Einfluss der verschiedenen Geotextilien und deren Kombination mit Sand. Dies wird jedoch nicht weiter ausgeführt, da es nicht den Fokus dieser Arbeit widerspiegelt.

T. V. Duong et al (2014) behandeln in ihren Versuchsreihen weitere maßgebende Faktoren für die Entstehung von „Mud-Pumping“ und der sogenannten „Interlayer creation“ im Eisenbahnbau. Hier wird der Zusammenhang zwischen Belastung, Wassergehalt und Trockendichte des Unterbodens in einem physikalischen Modelversuch gezeigt und analysiert. Dabei wurde unter verschiedenen Bedingungen ein Gleisschotterpaket, welches über einem Unterboden liegt, dynamischen Vertikallasten ausgesetzt. Gleichzeitig wurden mit unterschiedlichen Sensoren die Veränderungen verschiedener physikalischer und bodenmechanischer Größen messtechnisch erfasst.

Als Versuchsboden wurde ein künstlich hergestelltes Gemisch aus gebrochenem Sand und Kaolin verwendet und wird im Weiteren 70S30K genannt. Der Vorteil der Verwendung dieses Gemisches ist die einfache Herstellung in großen Mengen für eine ausgedehnte Versuchsreihe, ohne mögliche Beeinflussung aufgrund der Inhomogenität von natürlich gewachsenen Böden. Das Verhältnis der beiden Zuschläge beträgt 70 % Sand und 30 % Kaolin bezogen auf die Trockendichte. Der Anteil an feinen Partikeln mit einer Größe $<80 \mu\text{m}$ beträgt 95 % und ist ähnlich zu Böden an denen Mud-Pumping in der Natur aufgetreten ist. In Abb. 15 ist die Korngrößenverteilung der verwendeten Materialien ersichtlich und zeigt außerdem einen Vergleich zu einem bekannten und weit untersuchten Boden, dem sogenannten „Jossigny-silt“.

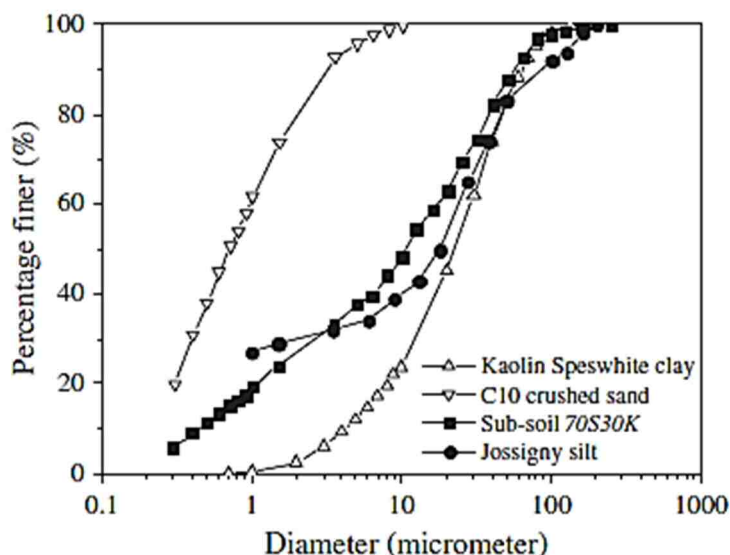


Abb. 15 Kornverteilungskurve

Des Weiteren wurde ein optimaler Wassergehalt von 16 % bei einer maximalen Lagerungsdichte von $1,78 \text{ g/cm}^3$ festgestellt. Hierzu wurde ein Standard-Proctorversuch durchgeführt und ist in Abb. 16 ersichtlich.

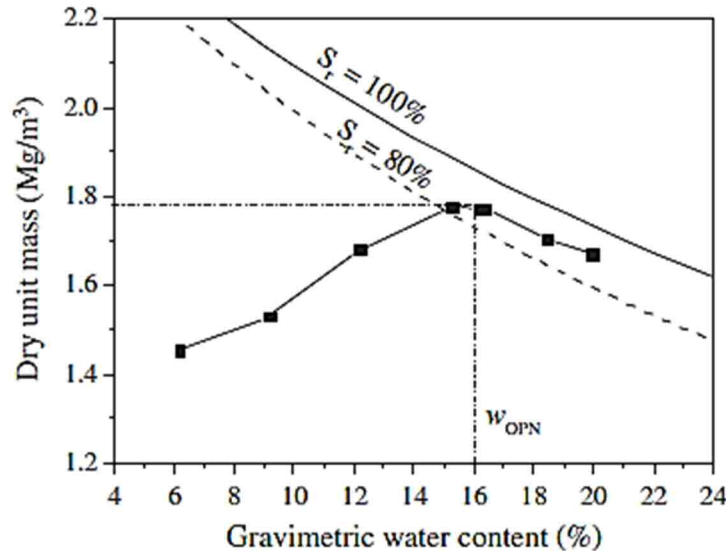


Abb. 16 Proctorkurve

Der Versuchsaufbau wird in Abb.18 dargestellt und zeigt eine zylindrische Messzelle, welche aus durchsichtigem Polyacrylglas besteht um eine äußerliche Betrachtung zu gewährleisten.

Für die messtechnische Erfassung wurden folgende Bauteile verwendet:

- Zeitbereichsreflektometrie-Sonden, kurz TDR (time-domain reflectory). Mit ihnen wird die dielektrische Konstante K_a ermittelt, welche von der Durchgangszeit von elektrischen Wellen durch das Material abhängt. Die Umrechnung von K_a in einen volumetrischen Wassergehalt Θ erfolgte mit dem Model nach Topp et al (1980)
- Tensiometer (hoch kapazitive Tensiometer)
- Porenwasserdruckgeber
- Digitalkamera mit Software zur visuellen Auswertung der Verschiebungen
- Hydraulischer Prüfstempel mit einer integrierten Kraft-Weg-Messung

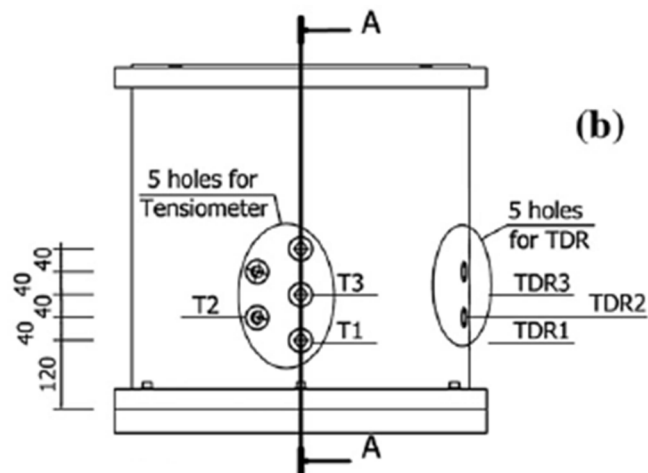
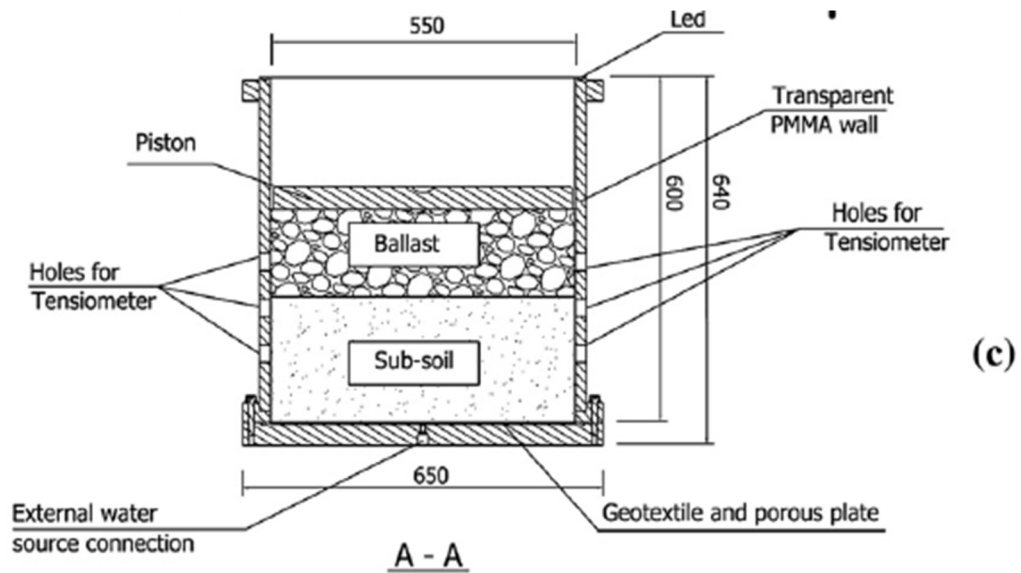


Abb. 17 Schematische Darstellung des Prüfzylinders



Abb. 18 Prüfaufbau

Die Versuchsdurchführung erfolgte mit unterschiedlichen Parametern. So wurden drei unterschiedliche Trockendichten eingebaut (E1) $1,4 \text{ g/cm}^3$, (E2) $1,5 \text{ g/cm}^3$ und (E3) $1,6 \text{ g/cm}^3$. Sie wurden händisch in 40 mm- und 20 mm-Schichten eingebaut und entsprechen Einbaudichten aus der Literatur. Alle Versuche starteten im ungesättigten Zustand (Wassergehalt 16 %) und einer Vorbelastung, welche durch eine konstante Laststeigerung von 0 kPa auf 100 kPa mit einer Geschwindigkeit von 2 kN/min aufgebracht wurde. Danach erfolgten dynamische Belastungen in folgenden Schritten:

Tab. 2 Belastungstabelle

Lastbereich	Frequenz	Anzahl der Zyklen
30 kPa - 100 kPa	0,1 Hz	20
	1 Hz	50
	2 Hz	100
	5 Hz	500.000

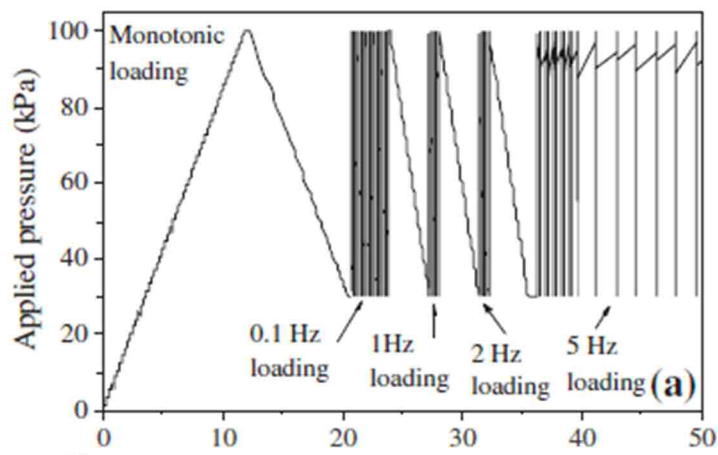


Abb. 19 Belastungszyklus über die Zeit

Nach den 500.000 Lastwechseln bei 5 Hz, welche einer Belastung eines Zuges bei einer Geschwindigkeit von 100 km/h entspricht, wurde der Unterboden mit einem Druck von 12 kPa von unten mit Wasser gesättigt. Die Befüllung dauerte so lange an, bis sich ein freier Wasserspiegel von 20 mm über dem Unterboden eingestellt hatte um eine möglichst vollständige Sättigung sicherzustellen. Danach erfolgte eine konstante Belastung wie im ungesättigten Zustand, gefolgt von 500.000 Lastwechseln bei 5 Hz. Bedingungen für das Ende eines Testes waren die oben genannten Lastwechsel oder die Beobachtung von Feinteilen an der Oberfläche des Gleisschotters.

Nach Auswertung der Versuche kommen T. V. Duong et al (2014) zu dem Schluss, dass der Sättigungsgrad ein signifikanter Parameter für das Auftreten von Mud-Pumping ist. Im ungesättigten Zustand gab es zwar Setzungen des Gleisschotters und des Unterbodens, jedoch keinen Feinteiltransport. Im Gegensatz dazu kam es beim vollgesättigten Zustand zur Dissipation von Porenwasserdrücken, welche in Abhängigkeit der Trockenmasse des Bodens, zum Hochpumpen von Feinteilen führte (E1 und E2). Je höher die Trockenmasse des Unterbodens ist, desto eher kommt es nur zur Penetration des Schotters in den unteren Boden (E3). Dies ist als „Interlayer-Creation“ bekannt und endet nicht im Feinteiltransport. Eine konvexe Setzungskurve lässt auf „Mud-Pumping“ schließen, eine konkave auf die Interlayer-Creation“. Des Weiteren wird der Kompressibilität des Unterbodens eine tragende Rolle zugeschrieben. Bei einer höheren Kompressibilität entstehen höhere Porenwasserdrücke, welche die Pumpeffekte begünstigen. Bei niedriger Kompressibilität ist der Anstieg der Porenwasserdrücke begrenzt.

3 Versuche

3.1 Ziel der Untersuchung

Wie im vorigen Kapitel erwähnt, werden in der Literatur einige Versuche die zum Thema „Mud-Pumping“ durchgeführt wurden, beschrieben. Jedoch fanden sich eher Tests, welche die Wirkungsweise von Geotextilien untersuchen sollten oder Versuche zum allgemeinen Verhalten von Böden unter dynamischer Belastung. Alobaidi & Hoare quantifizierten die ausgepumpte Menge indem sie das verwendete Geotextil und die darin „gefassten“ Feinkornpartikel rückgewogen haben. Dies jedoch ist ein horizontal eingebauter Schmutzfänger, der die Dissipation der Porenwasserdrücke in vertikaler Richtung beeinflusst. Des Weiteren wird auch der Transport der Feinteile stark von der Art des Geotextils beeinflusst, was auch Ziel von deren Versuche war.

In der gegenständlichen Masterarbeit wurde ein Konzept angedacht, in denen vertikal angebrachte Schmutzfänger, die durch Pumpvorgänge transportierten Feinteile, erfassen. Dies sollte in weiterer Folge das zeitliche Verhalten von Mud-Pumping-Effekten bei hoher Wassersättigung aufzeigen. Es ist zu erwähnen, dass der Umfang dieser Masterarbeit nicht ausreicht um eine Aussage über das Pumpverhalten verschiedener Böden zu treffen. Dies ist eine interessante und in Bezug auf Wartungspläne wichtige Erkenntnis, welche nur in einer weiterführenden Forschungsarbeit erörtert werden kann. In dieser Arbeit liegt der Schwerpunkt in der Entwicklung eines geeigneten Prüfverfahrens, welches in einer weiterführenden Untersuchung die Mud-Pumping-Effekte, im Detail erfassen helfen soll.

3.2 Konzept zur Quantifizierung der gepumpten Feinteile

Wie zuvor erwähnt, sollen in dieser Arbeit vertikal eingebaute Schmutzfänger zum Einsatz kommen und deren Tauglichkeit überprüft werden. Diese Schmutzfänger bestehen aus einem Drahtkörper und einem Vlies aus Kunststofffasern, in denen die Feinteile der sogenannten „Spritzer“ hängen bleiben sollen. Wie in Abb. 21 ersichtlich ist, hat der Drahtkörper die Form eines Zylinders. Er hat eine Länge von 10 cm und der Durchmesser beträgt 1,4 cm bzw. 1,0 cm. Der Zylinder besteht aus Aluminiumdraht mit einem Durchmesser von 1 mm. Die Formgebung erfolgt durch die Biegung eines Drahtgitters mit einer Maschenweite von 1,5 cm (Abb. 20). Der Drahtkörper dient einerseits der Stabilisierung des Vlieses beim Ein- und Ausbau und andererseits aufgrund seiner radialen Stege als Hindernis, damit die „Spritzer“ nicht wieder nach unten fallen.

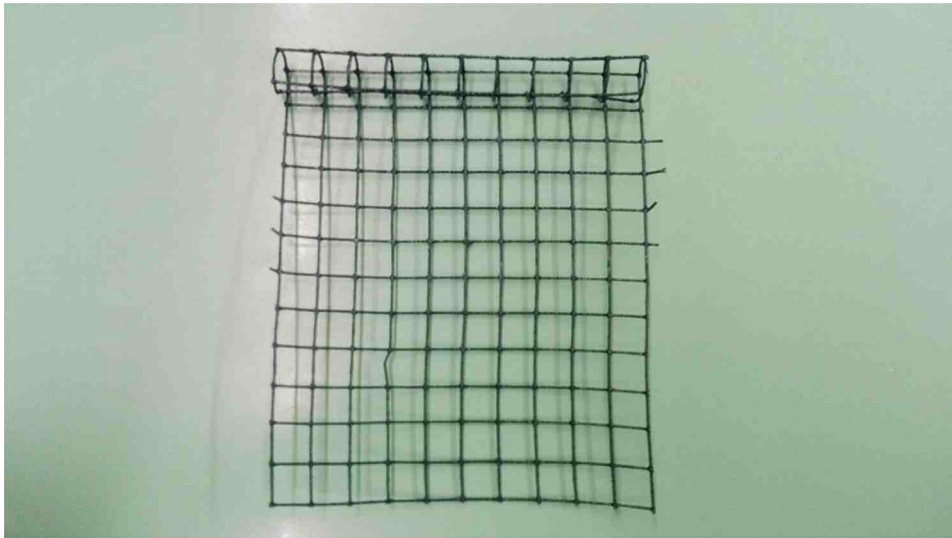


Abb. 20 Drahtgitter



Abb. 21 Drahtkörper Bsp. 1,4 cm Durchmesser

Um diesen Drahtkörper wird das Schmutzfängervlies aufgebracht. Dieses Vlies besteht aus feinen Kunstfasern die mittels eines Blasverfahrens zu einem dünnen Textil hergestellt werden. Es wird im Automobilbau eingesetzt um die Lebensdauer von Kraftstofffiltern zu erhöhen. Dazu befindet sich eine Lage über dem eigentlichen Filterpapier. In dieser wird der organische und anorganische Schmutz in den Fasern festgehalten, ohne den Differenzdruck zu erhöhen.

Bei den Schmutzfängern wird das Vlies über den Drahtkörper gerollt und mit Klebestreifen befestigt.

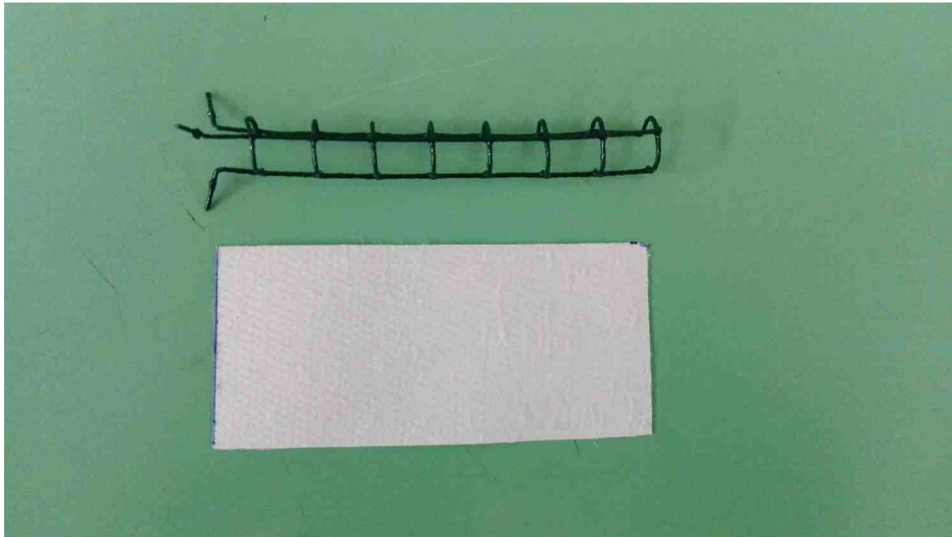


Abb. 22 Drahtkörper mit Vlies



Abb. 23 Fertiger Schmutzfänger

Da die Schmutzfänger ein- und ausgebaut werden müssen, werden sie in Hülzen aus Edelstahl gesteckt. Diese Hülzen sind in der Kopfplatte eingefasst und stellen eine Durchführung von der Unterseite zur Oberseite der Kopfplatte dar. Es gibt drei verschiedene Durchmesserarten.

- Typ A= 0,4 cm
- Typ B= 1,0 cm
- Typ C= 1,4 cm

Da für Typ A kein Drahtkörper hergestellt wurde, wird in diesem ein 0,4 x 10 cm Vliesstreifen eingebaut.



Abb. 24 Eingebauter Drahtkörper in der Hülse Bsp. 1,4 cm

Um die ausgepumpte Menge an Feinteilen m_{FT} zu quantifizieren, wird eine Ermittlung der Masse durchgeführt. Dazu wird der Schmutzfänger vor dem Einbau trocken gewogen. Nach Testende wird der verschmutzte Schmutzfänger ausgebaut und wiederum abgewogen. Danach erfolgt eine Trocknung im Ofen für 24 h bei 90 °C. Eine neuerliche Wiegung ergibt die verschmutzte Masse des Schmutzfängers ohne den Wasseranteil. Die Differenz der einzelnen Masseanteile ergibt die Menge der ausgepumpten Feinteile.

$$m(FT) = m_{SF,verschmutzt,trocken} - m_{SF,sauber,trocken} \quad (1)$$

m_{FT}	[g]	Masse der getrockneten Feinteile
$m_{SF,verschmutzt,trocken}$	[g]	Masse des verschmutzten, getrockneten Schmutzfängers
$m_{SF,sauber,trocken}$	[g]	Masse des sauberen Schmutzfängers

Setzt man die ausgepumpte Menge m_{FT} ins Verhältnis mit der Fläche des Vlieses, so erhält man den Verschmutzungsgrad VG .

$$VG = \frac{m_{FT}}{A_{VI}} \quad (2)$$

VG [g/cm²] Verschmutzungsgrad

m_{FT} [g] Masse der Feinteile

A_{VI} [m²] Fläche vom Vlies

3.3 Kopfplatte

Es wurden im Vorfeld intensive Diskussionen geführt, welche Art von Gleisschotteraufbau für die Grundsatzversuche verwendet werden soll. In der Literatur ließen sich zwei Arten finden. Zum einen eine künstlich hergestellte Kopfplatte, welche den Gleisschotter nur simulieren soll und zum anderen mehrere Lagen von echten Gesteinen der Gleisschotterfraktion. Beide Varianten haben Vor- und Nachteile. In dieser Arbeit wurden diese zwei Varianten kombiniert indem auf einer künstlich hergestellten Kopfplatte eine Lage Gleisschotter aufgebracht wurde.

Die Platte besteht aus ultra-hochfestem Faserbeton, kurz UHPC. Dies wurde gewählt, da der UHPC eine hohe Druckfestigkeit aufweist und mit Metallfasern bewehrt ist. Der Vorteil der Faserbewehrung liegt darin, dass keine konventionelle Bewehrung eingebaut werden muss, um eventuelle Zugkräfte und Biegebeanspruchungen aufnehmen zu können. Eine Metallplatte kam, aufgrund des Konzepts der Methode zur Quantifizierung von gepumpten Feinteilen nicht in Frage.

Die Kopfplatte hat einen Durchmesser von 560 mm und eine Höhe von 100 mm. Um die Möglichkeit des Ausweichens des Bodens in den Ringraum zwischen Kopfplatte und Acrylglaszylinder zu verringern, ist die Kopfplatte nur um 10 mm kleiner im Durchmesser als der Acrylglaszylinder. In Abb. 25 ist der Schalplan ersichtlich, der die Verteilung der einzelnen Hülsentypen zeigt. Es gibt von jedem Typ 12 Stück Hülsen welche abwechselnd radial um den Mittelpunkt angeordnet sind. Diese Aufteilung findet sich in 3 Durchmessern über die Platte wieder. Ziel dieser Anordnung ist es,

einen Zusammenhang zwischen der gepumpten Feinkornmenge und dem Ort bzw. Durchmesser des eingebauten Schmutzfängers zu untersuchen.

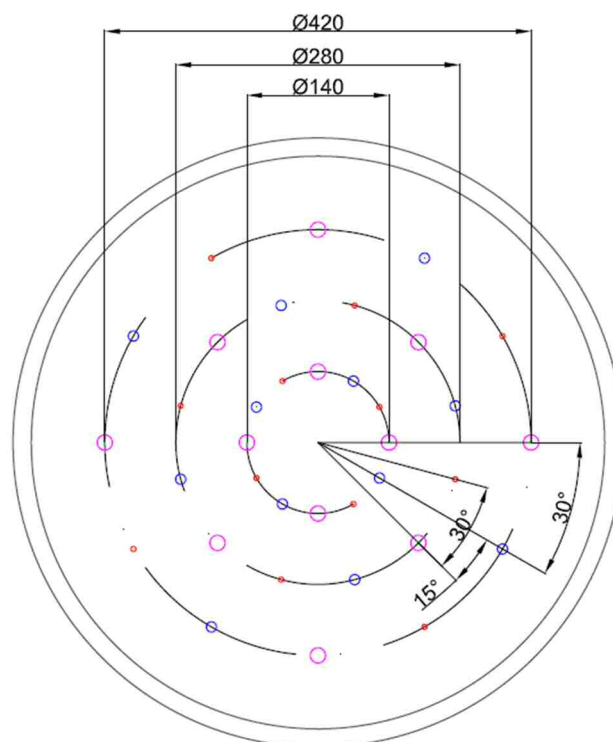


Abb. 25 Verteilung der Hülsentypen

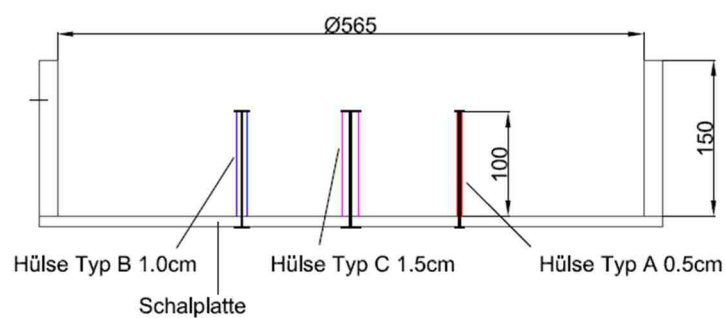


Abb. 26 Verschraubung der Hülsentypen

Die Hülsen wurden mit Gewindestangen auf der Schalplatte befestigt und von beiden Seiten mit Beilagscheiben und Muttern befestigt. Dies hat den Vorteil, dass zum einen beim Betonieren kein Beton in die Hülse eindringen kann und zum anderen besteht die Möglichkeit die Verschraubung von beiden Seiten zu lösen.

Als Schalung für die kreisrunde Form wurde ein Stahlblech mit einer Stärke von 2 mm gebogen und verschweißt (Abb. 27).



Abb. 27 Fertige Schalung für das Betonieren

In diese Schalung wurde danach der UHPC gegossen (Abb. 28). Dieser besteht aus einem Gemisch von Quarzsand, Gesteinsmehl, Binder, Wasser und mineralischen Ölen. Dieses Gemisch wurde verrührt und anschließend die Faserbewehrung eingerieselt. Der UHPC wurde bis auf das Niveau der Hülsen gegossen. In der folgenden Abbildung 28 ist die sogenannte „Elefantenhaut“ erkennbar. Dies ist eine oberflächliche Verhärtung des UHPC, welche schon nach Minuten auftritt.



Abb. 28 Eingegossener UHPC mit Elefantenhaut

Nach einer Aushärtungszeit von einer Woche, wurde die Kopfplatte ausgeschalt. Laut Institut für Betontechnologie der TU Graz stellt sich nach dieser Zeit schon eine Druckfestigkeit von ca. 95 % der Enddruckfestigkeit ein. Es wurden zur gleichen Zeit und mit derselben Mischung UHPC Prüfwürfel hergestellt, welche am Tag des ersten Versuchs auf ihre Druckfestigkeit geprüft wurden. Diese Prüfung ergab eine Druckfestigkeit von $166,95 \text{ N/mm}^2$. Anschließend wurden der Gleisschotter auf die UHPC Kopfplatte aufgebracht. Die Verbindung der Steine mit dem UHPC wurde mit Silikadur hergestellt. Dies ist ein 2-Komponenten-Gemisch auf Epoxidharzbasis. Nach dem Aushärten weist diese Verbindung eine Schub- und Zugfestigkeit auf, welche für die Versuche ausreichend sind.



Abb. 29 UHPC Kopfplatte mit aufgebrachtem Gleisschotter (frontal)



Abb. 30 UHPC Kopfplatte mit aufgebrachtem Gleisschotter (seitlich)

In Abb. 29 erkennt man die freigelassenen Öffnungen der kreisförmig angeordneten Hülsen, in welchen die „Spritzer“ erfasst werden sollen.

3.4 Prüfaufbau

Der Prüfaufbau besteht im Wesentlichen aus dem Prüfgehäuse, der Kopfplatte mit den eingebauten Schmutzfängern und dem dynamischen Aktuator. Das Prüfgehäuse besteht aus einem Acrylglaszylinder, einer Basisplatte und einem Kopfring. Der Acrylglaszylinder hat einen Innendurchmesser von $D=570$ mm und eine Höhe von $H=475$ mm. Die Wandstärke beträgt 10 mm. Dieser wird auf die Basisplatte aufgesetzt und durch den Kopfring und die Gewindestangen fixiert.

Die Basisplatte besteht aus 8 mm starkem Stahl. Sie besitzt eine quadratische Grundform mit $A=790 \times 790$ mm. Des Weiteren befindet sich eine kreisrunde Fräsung auf der Platte, in welcher der Acrylglaszylinder eingepasst wurde.

Der Kopfring hat einen Durchmesser von 790 mm und auch eine Fräsung für den Acrylglaszylinder. Durch die Gewindestangen, welche in die Basisplatte eingeschraubt werden, wird der Kopfring nach unten gedrückt und fixiert somit den Zylinder in seiner Lage. Um den Acrylglaszylinder sind auf zwei Ebenen Metallbänder angebracht, welche ein Bersten des Zylinders bei Belastung verhindern sollen.

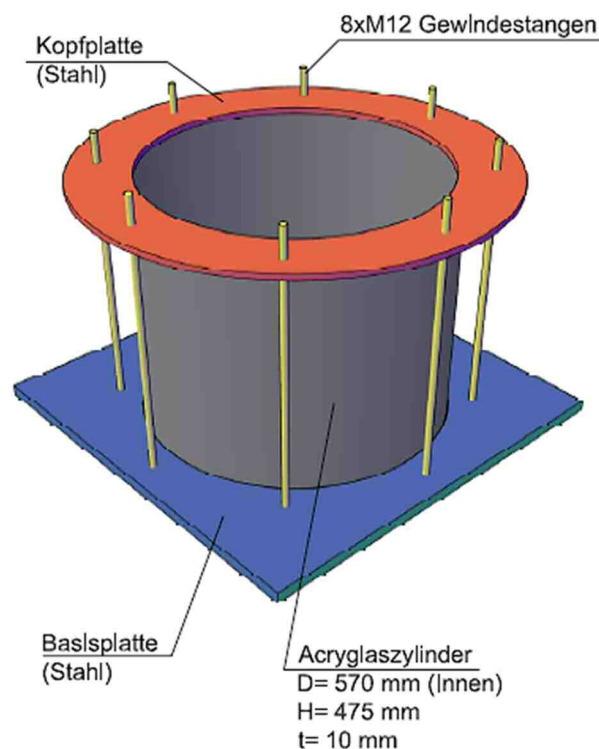


Abb. 31 Prüfgehäuse (schematische Darstellung)

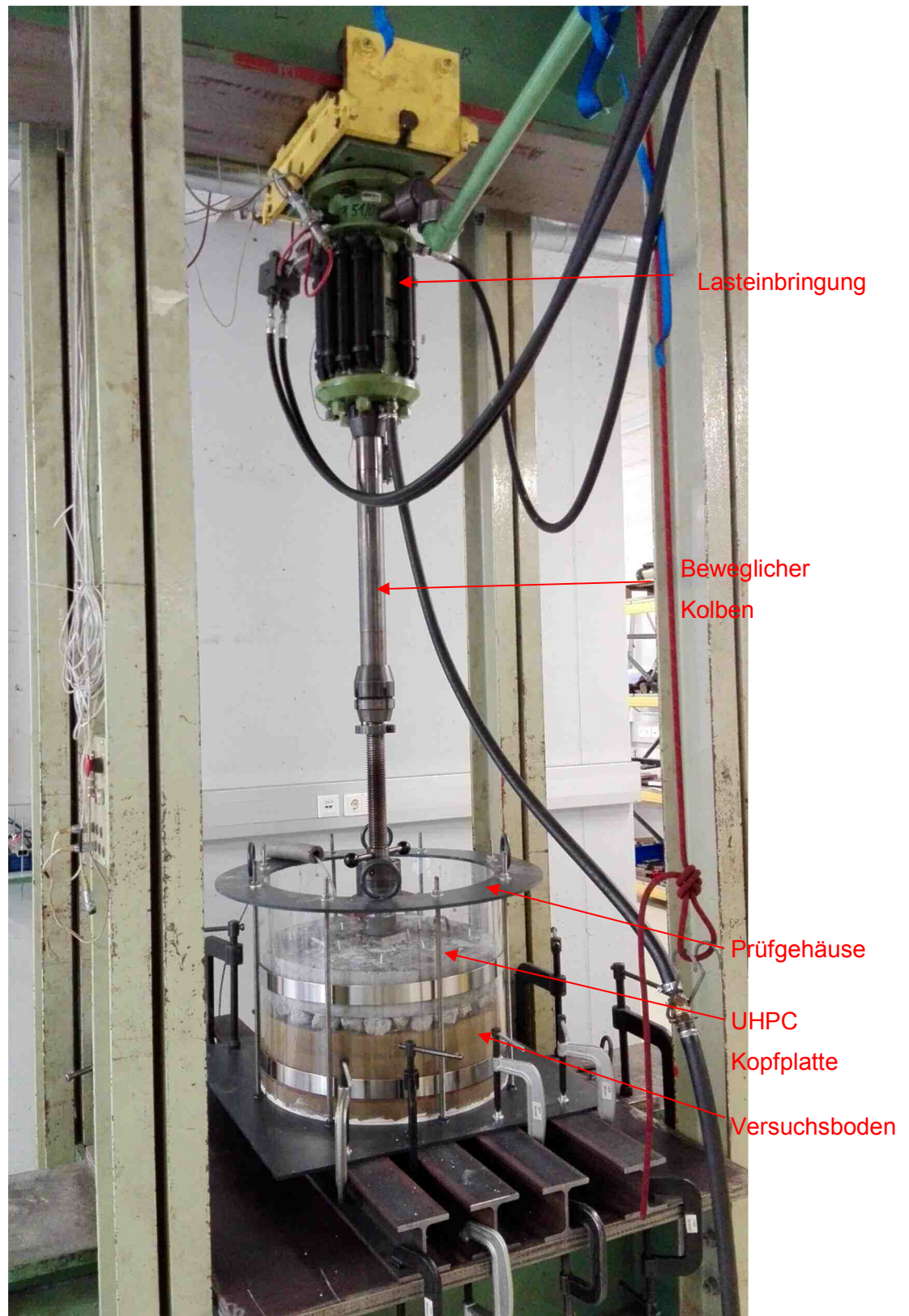


Abb. 32 Prüfaufbau

3.4.1 Messtechnik

Um eine Auswertung der Versuche zu ermöglichen, sind zwei Messgrößen erfasst worden. Eine Wegmessung und eine Kraftmessung. Die Wegmessung hatte zur Aufgabe die Setzung der Kopfplatte zu erfassen. Dies erfolgte durch einen induktiven Wegaufnehmer. Bei diesem Prinzip wird eine Änderung des Magnetfeldes direkt auf dem zurückgelegten Weg umgerechnet. Dafür sitzen eine Spule auf dem festen Teil der Einrichtung und der dazugehörige Tauchkern auf der beweglichen Seite. Je nach Eindringung des Kerns in die Spule ändert sich das Magnetfeld (Abb. 33).

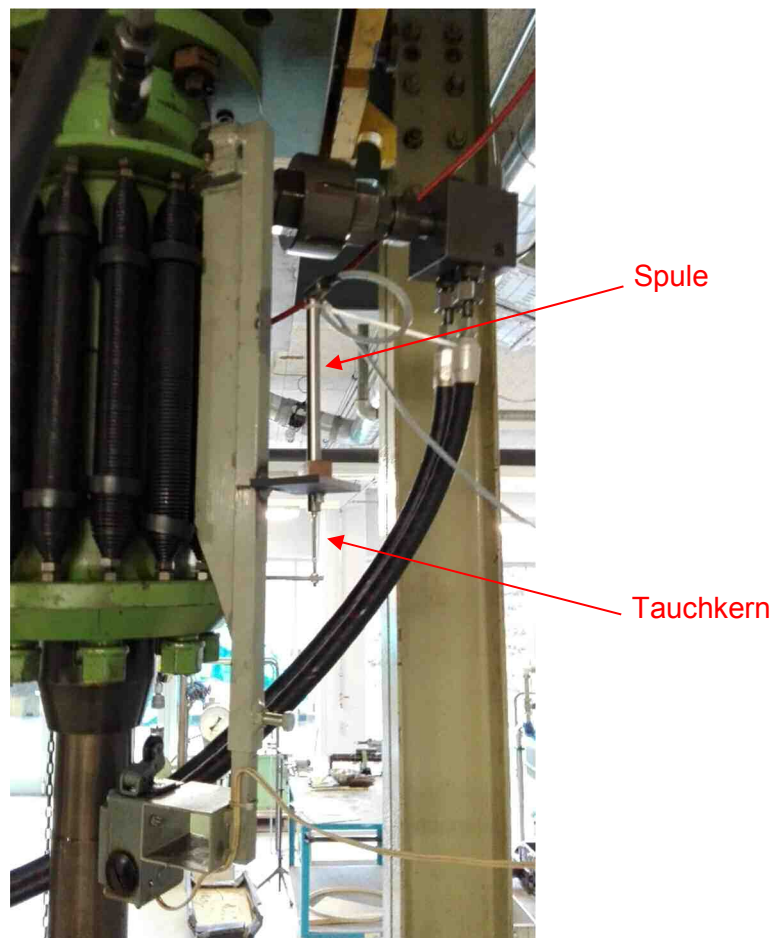


Abb. 33 Induktiver Wegaufnehmer

Zur Kraftmessung ist eine Kraftmessdose verwendet worden. Bei dieser Art von Messung, sind im Messelement der Dose sogenannte Dehnmessstreifen (DMS) eingebaut. Diese DMS ergeben bei Kraftänderung eine proportionale Änderung der elektrischen Spannung. Bei dieser Art der Kraftmessung ist es wichtig, dass die Lasteinleitung zentrisch und eben auf die Messdose erfolgt, um Winkelfehler zu vermeiden. Dafür ist, wie in Abb. 34 ersichtlich, eine Zentrierung und eine ausgerichtete Metallplatte, welche aufgegipft wurde, verwendet worden.



Abb. 34 Kraftmessdose

Metallplatte

Kraftmessdose

3.4.2 Dynamischer Aktuator

Als Aktuator wurde ein hydraulischer Pulser des Typs Amsler P960 verwendet. Er liefert einen Druck von 0 bar bis 180 bar. Die Lasteinbringung erfolgt mittels Einzelprüfzylinder. Mögliche Prüffrequenzen können von 3 Hz bis 13 Hz erfolgen. Er kann weg- oder kraftgesteuert betrieben werden.



Abb. 35 Hydraulischer Pulser Amsler P960

3.5 Verwendeter Boden

3.5.1 Allgemeines

Für die Versuche wurde ein Boden gewählt, welcher in seiner Zusammensetzung Versuchsböden, wie sie in der Literatur beschrieben sind, gleicht. Der Boden stammt aus dem Schotterwerk am Schwarzlsee im Süden von Graz. Er wurde aus den Absatzbecken der Schotterreinigung gewonnen. Dieser Boden wurde verwendet, da er einerseits die benötigte Menge an Feinteilen besitzt und andererseits sein entsprechender Wassergehalt einem sehr aufgeweichten und durchnässten, feinkörnigen Unterboden gleicht. Im Folgenden wird dieser Boden als Schwarzl Schluff bezeichnet.

Es handelt sich um einen gering feinsandigen Schluff mit einem Tonanteil von ca. 10 %. Da er direkt aus einem Absatzbecken gewonnen wurde und kein natürlich gewachsener Boden ist, war eine Bestimmung des natürlichen Wassergehalts nicht aussagekräftig. Wie in Abb. 36 ersichtlich weist er nach Entnahme aus dem Absatzbecken eine sehr weiche Konsistenz auf. Das stehende Wasser an der Oberfläche weist auf einen hohen Sättigungsgrad hin.



Abb. 36 Versuchsboden im übersättigten Zustand

3.5.2 Bodenkennwerte

Wie bereits beschrieben soll der zu untersuchende Boden einen hohen Anteil an Feinkorn, jedoch einen nicht zu hohen Tonanteil, besitzen. In der Literatur finden sich oft Böden, welche Masseanteilen von $>80\%$ bei $<0,08$ mm Korndurchmesser besitzen (Tuong et al; Alobaidi & Hoare; etc.). Abb. 37 zeigt die Kornverteilungskurve des

Schwarzl Schluffs im Vergleich zu ausgewählten Böden aus der Literatur, mit denen Untersuchungen zu Mud-Pumping durchgeführt wurden.

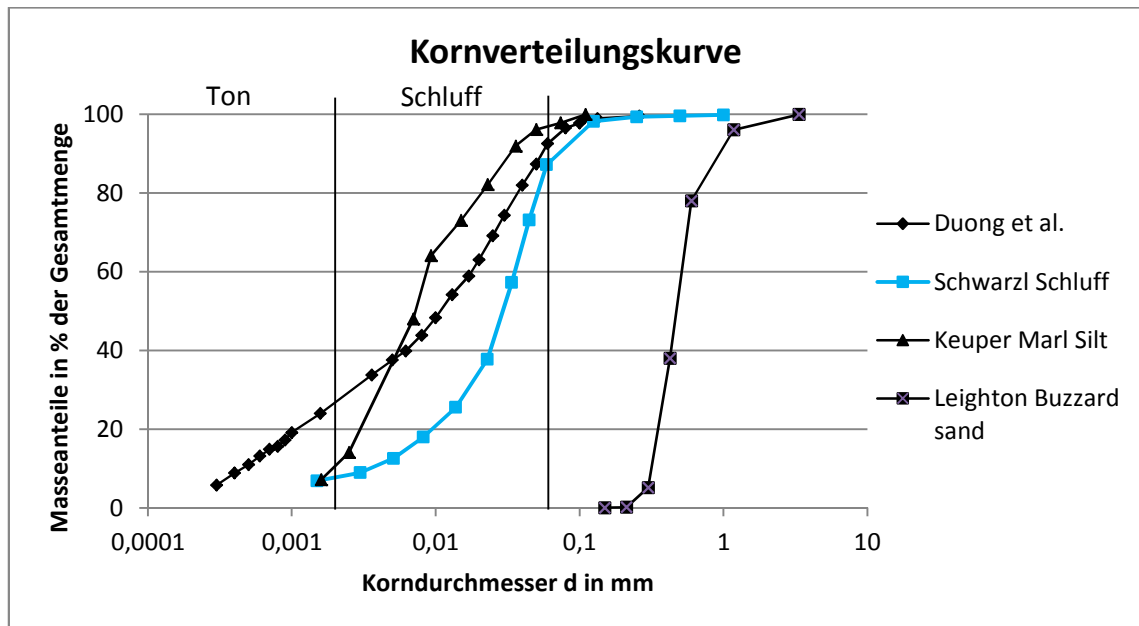


Abb. 37 Vergleich der Kornverteilungskurven

Die Korngrößenverteilung zeigt, dass sich der Schwarzl Schluff in der Bandbreite der betrachteten Böden befindet. Der Feinsandanteil von ca. 10 % ist in etwa ident mit dem künstlich hergestellten Boden von Tuong et al. und dem Keuper Marl Schluff von Alobaidi & Hoare. Im Schluffbereich variieren die Abstufungen leicht. Der Tonanteil liegt bei <10 %, welcher dem Keuper Marl Schluff gleicht. Beim Boden von Duong et al liegt der Tonanteil dagegen bei ca. <25 % Masseanteil.

Die Ermittlung der Korndichte ergab ein ρ_s von $2,73 \text{ g/cm}^3$.



Abb. 38 Versuchsboden im trockenem Zustand

Der Proctorversuch ergab einen optimalen Wassergehalt w_{Pr} von 19,7 % bei einer Trockendichte ρ_{Pr} von $1,59 \text{ g/cm}^3$. Der Versuch wurde mit einer Verdichtungsenergie von $0,6 \text{ MN/m}^3$ durchgeführt.

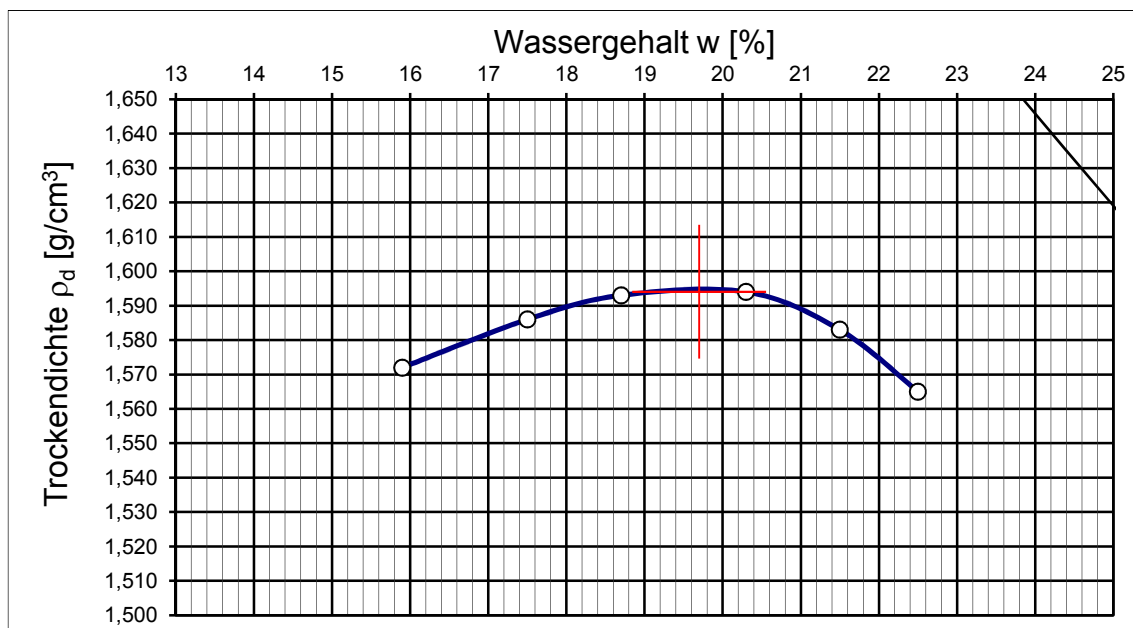


Abb. 39 Proctorkurve

Weitere wichtige Bodenparameter sind die Konsistenzgrenzen. Diese wurden mittels Kegelfallversuch nach ÖNORM B 4411:2009 bestimmt und sind in Tab. 3 ersichtlich.

Tab. 3 Konsistenzgrenzen

$W_L =$	37,0 %
$W_P =$	33,5 %
$I_P =$	3,5 %
$I_C =$	10,6 %

- W_L [%] Fließgrenze
- W_P [%] Ausrollgrenze
- I_P [%] Bildsamkeitszahl
- I_C [%] Konsistenzzahl

Aufgrund der Fließgrenze W_L von 37,0 % und der Bildsamkeitszahl I_P von 3,5 % lässt dies auf einen gering bis mittelplastischen Schluff schließen.

Die Durchlässigkeit k_{10} des Schwarzl Schluffs liegt bei $\sim 1,7 \cdot 10^{-8}$ m/s, welche mit Erfahrungswerten von schluffigen Böden gut korreliert.

Des Weiteren wurde ein Scherversuch durchgeführt um Festigkeitsparameter zu erhalten. Dazu wurde der Boden mit optimalem Wassergehalt eingebaut und mit einer Belastung von 300 kPa konsolidiert. Danach erfolgten Scherversuche bei Normalspannungen von 100 kPa, 200 kPa und 300 kPa. Die Ergebnisse sind in Tab. 4 ersichtlich.

Tab. 4 Festigkeitsparameter

$\varphi' =$	32,1 [°]
$c' =$	31,3 [kN/m ²]

- φ' [°] effektiver Reibungswinkel
- c' [kN/m²] effektive Kohäsion

3.6 Versuch mit niedrigem Wassergehalt und geringer Lagerdichte (Versuch 1)

3.6.1 Versuchsdurchführung

Als Erstes wurde ein Versuch mit einer Bodenprobe mit dem optimalen Wassergehalt von 19,7 % durchgeführt. Dazu wurde der Versuchsboden (Schwarzl Schluff) getrocknet und anschließend mit einer Schluffmühle gemahlen. Danach ist der trockene Boden mit der definierten Menge an Wasser gemischt worden. Dies erfolgte mit einem Bodenrührer. Das fertige Boden-/ Wassergemisch wurde danach in Lagen von 5 cm in das Prüfgehäuse eingefüllt und verdichtet.



Abb. 40 Bodenrührer



Abb. 41 Lageweise eingebauter Versuchsboden

Die Verdichtung erfolgte mit einem Rüttelmotor. Dazu wurde der Motor auf einer Schalttafel befestigt. Die Drehzahl wurde mittels Frequenzumformer gesteuert.



Abb. 42 Rüttelmotor

Dieser Vorgang wurde so lange wiederholt, bis eine Füllhöhe von 20 cm erreicht wurde. Danach erfolgte eine Probenentnahme vom eingebauten Boden, um den Wassergehalt vor Versuchsbeginn zu kontrollieren. Anschließend wurde die UHPC Kopfplatte auf die Oberfläche des Versuchsbodens aufgelegt und das gesamte Prüfgehäuse in den dynamischen Prüfstand eingebaut.



Abb. 43 Prüfgehäuse im dynamischen Prüfstand

Danach erfolgte die Bestückung der Hülsen mit den dafür vorgesehenen Schmutzfängern. Für die spätere Auswertung hat jede Hülse eine fortlaufende Nummer von 1 bis 36 erhalten.



Abb. 44 Eingebaute Schmutzfänger mit dazugehöriger Nummerierung

Im Anschluss wurde die Kopfplatte mit der Kraftmessdose und dem Kolben der Prüfanlage kraftschlüssig verbunden. Anschließend erfolgte eine Nullstellung der Weg- und Kraftmessung.

Wie in Abb. 45 ersichtlich ist, wurde als Belastung eine monotone Laststeigerung von 0 kPa bis 100 kPa vorgenommen. Dies erfolgte mit einer Regelung per Hand, da am Prüfstand keine automatische Krafterhöhung möglich ist. Nachdem die Belastung von 100 kPa erreicht wurde, erfolgte eine Entspannung auf 30 kPa. Nach Erreichen dieser unteren Belastungsgrenze wurde mit den dynamischen Lastwechseln zwischen 30 kPa und 100 kPa begonnen. Die Lastwechsel wurden mit einer Frequenz von 5 Hz durchgeführt. Hier wurde das gleiche Belastungsschema gewählt wie in den Versuchen von *Duong et al (2014)*. Die Randbedingungen, für ein Ende des Versuchs, waren ein Erreichen von 100.000 Lastwechseln oder eine Setzung der UHPC Kopfplatte größer als 50 mm. Dies würde bedeuten dass die Schottersteine im Boden versunken sind und mit der vollen UHPC Kopfplatte auf den Boden gedrückt wird.

Am Ende des Versuchs wurde die UHPC Kopfplatte wieder ausgebaut und die Schmutzfänger analysiert. Danach erfolgte eine Probenentnahme, um eine neuerliche Bestimmung des Wassergehaltes durchzuführen.

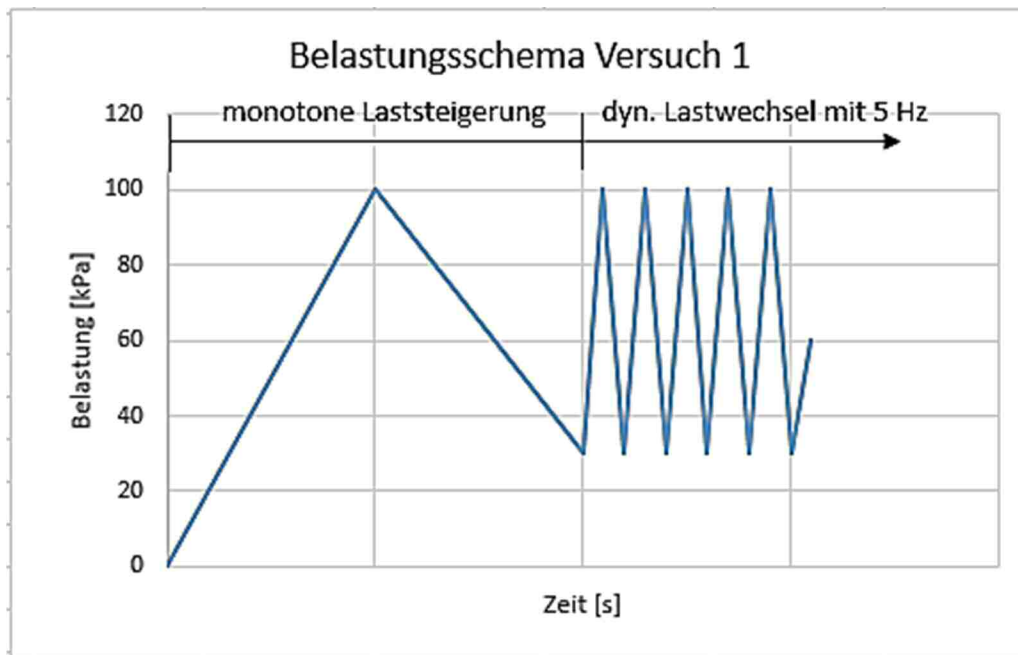


Abb. 45 Belastungsschema Versuch 1

3.6.2 Ergebnisse von Versuch 1

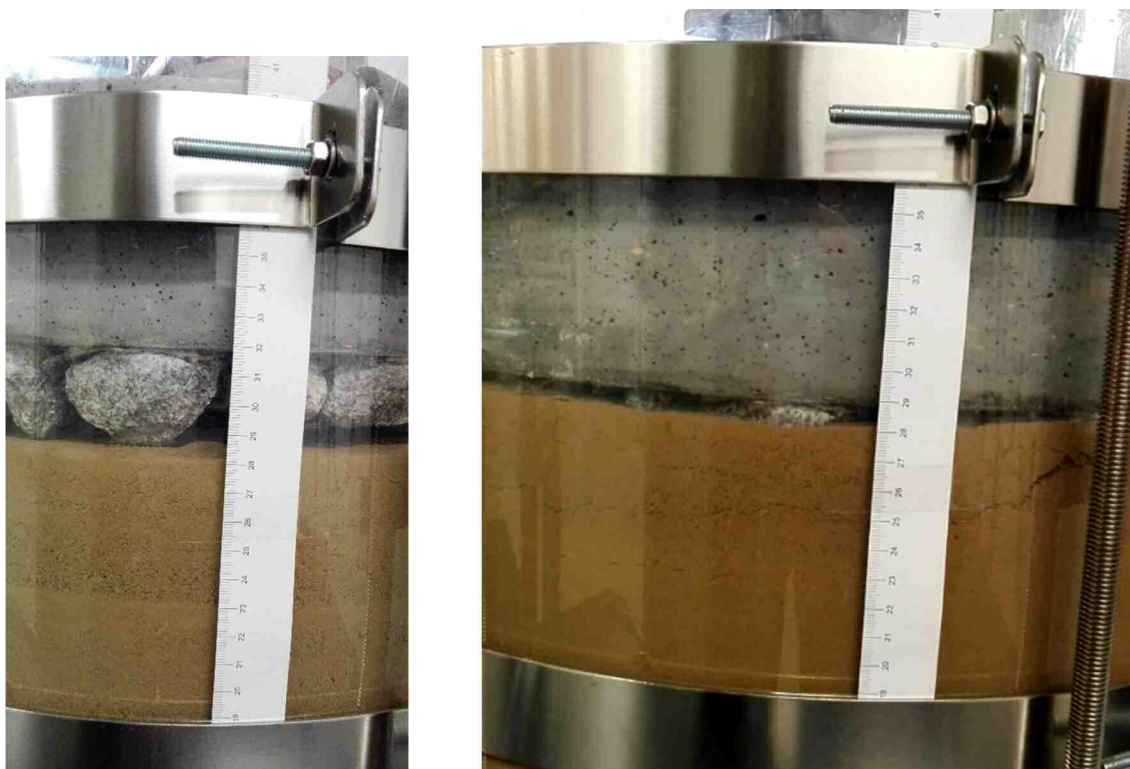


Abb. 46 Vor monotoner Laststeigerung (links), nach 100.000 Lastwechseln (rechts)

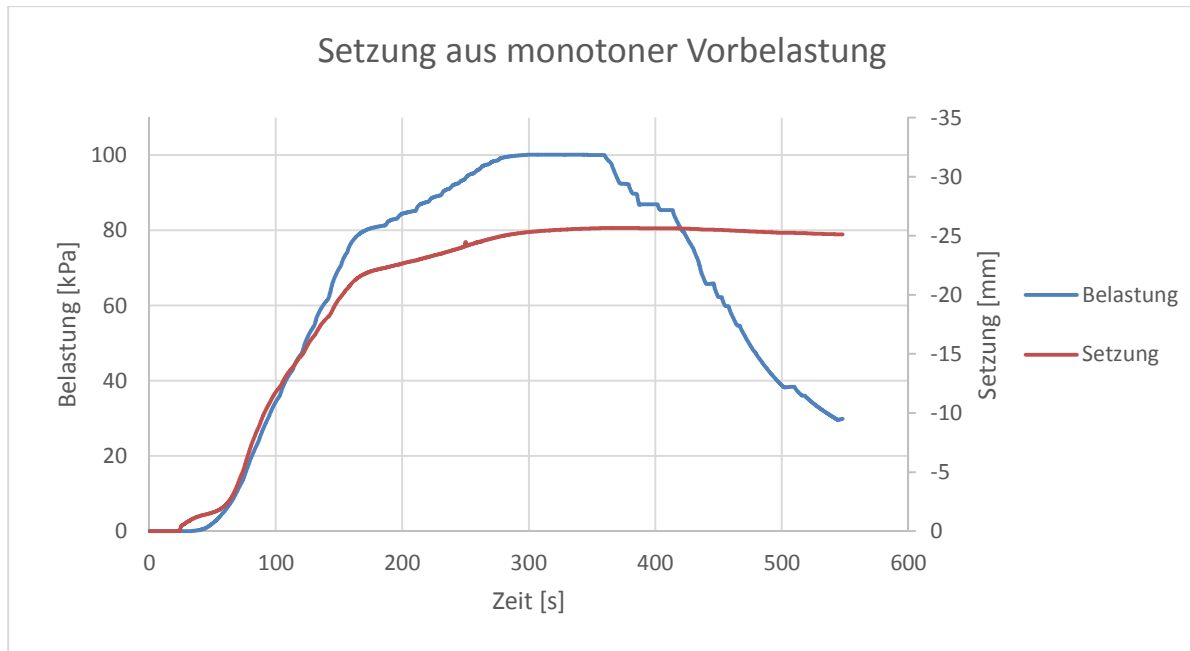


Abb. 47 Setzung aus monotoner Vorbelastung (Versuch 1)

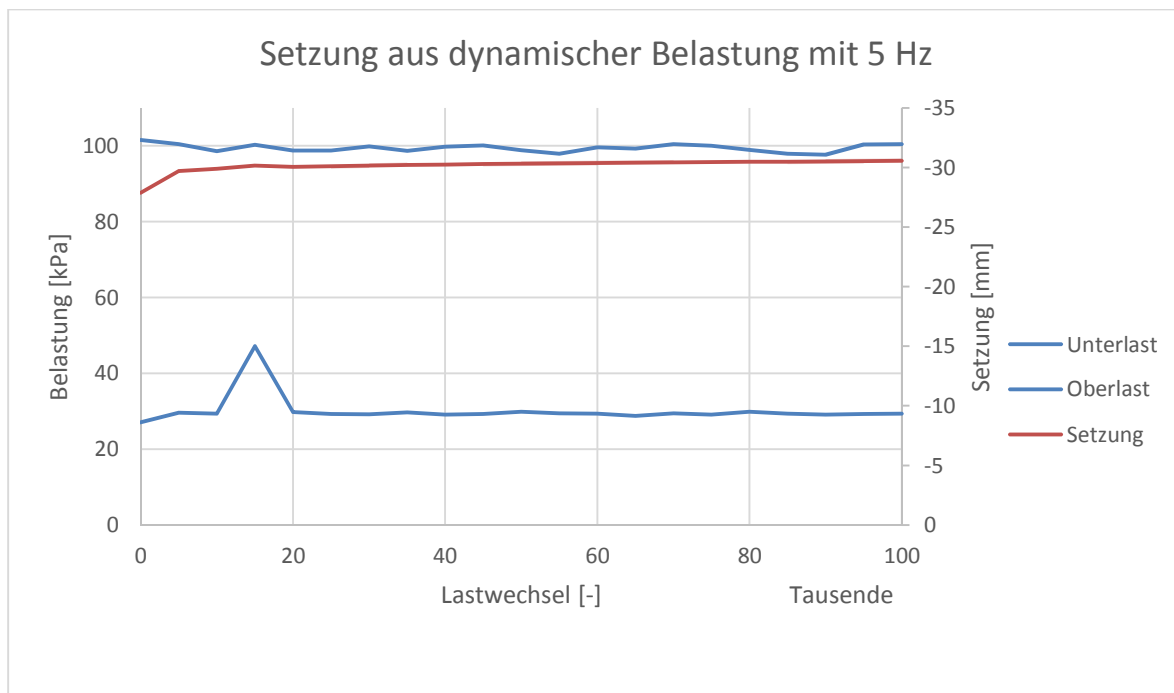


Abb. 48 Setzung aus dynamischer Belastung (Versuch 1)

Wie in Abb. 47 und 48 ersichtlich ist, gab es während der monotonen Laststeigerung eine Setzung von ca. 25 mm. Nach Start der dynamischen Beanspruchung erhöhte sich die Setzung auf ca. 30 mm und blieb bis Versuchsende nahezu konstant.



Abb. 49 Kopfplatte nach dem Ausbau (links), Oberfläche des Versuchsbodens nach dem Versuch (rechts)



Abb. 50 Sauberer Schmutzfänger (Typ C) nach dem Ausbau

Abb. 49 zeigt die Kopfplatte nach dem Ausbau und deren Verschmutzung an den Gleisschottersteinen. Auch ist die Oberfläche des Versuchsbodens ersichtlich. Abb. 50 zeigt einen sauberen Schmutzfänger am Beispiel des Typs C, nach dem Ausbau.

Wassergehalt:

$w_{\text{vor}} = 20,3 \%$ Wassergehalt vor Versuch 1

$w_{\text{nach}} = 20,2 \%$ Wassergehalt nach Versuch 1

3.6.3 Interpretation

Wie in der Abb. 47 erkennbar ist, gab es den größten Teil der Setzung während der monotonen Laststeigerung. Der direkte Zusammenhang zwischen Laststeigerung und Setzung ist sehr gut erkennbar. Während der dynamischen Belastung erhöhte sich die Setzung nur um ca. 5 mm. Dies war zu erwarten, da der Wassergehalt von ~20 % bei diesem Boden zu niedrig ist um dynamische Effekte, wie z.B. eine Bodenverflüssigung zu erzeugen. Dies lässt sich auch anhand des nahezu unveränderten Wassergehaltes vor und nach dem Versuch erkennen. Somit resultiert die Setzung primär aus der Steifigkeit des Bodens und den Belastungsspitzen des Gleisschotters und der Verdrängung des Bodens in den „Porenraum“ zwischen den Steinen des Gleisschotters. Allerdings fiel der Betrag der Setzung von ~30 mm, doch relativ hoch aus. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass beim lageweisen Einbau nur eine Trockendichte von $1,1 \text{ g/cm}^3$ erreicht wurde.

Anhand der sauberen Schmutzfänger lässt sich auch erkennen, dass es zu keinen Mud-Pumping- Effekten wie „Spritzern“ gekommen ist. Dies zeigt auch das Bild von der Unterseite der UHPC Kopfplatte (Abb. 49). Hier sind nur geringe Bodenteile zwischen den Steinen des Gleisschotters erkennbar.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass es bei Versuch 1 mit einem Wassergehalt von ca. 20 %, zu keinen Mud-Pumping- Effekten des Bodens gekommen ist.

3.7 Versuch mit hohem Wassergehalt und mittlerer Lagerdichte (Versuch 2)

3.7.1 Versuchsdurchführung

Bei Versuch 2 wurde der Boden mit einem Wassergehalt nahe der Konsistenzgrenzen eingebaut. Wie unter Punkt Bodenparameter schon beschrieben, liegt die Ausrollgrenze bei ca. 33,5 % und die Fließgrenze bei ca. 37 % Wassergehalt.

Der Boden wurde wie in Versuch 1 lagenweise eingebaut und bis zu einer Trockendichte von $1,3 \text{ g/cm}^3$ verdichtet. Es würde sehr lange dauern diesen Boden mit dem definierten Wassergehalt einzubauen und konsolidieren zu lassen. Aus diesem Grund ist der Boden wie in Versuch 1 mit dem optimalen Wassergehalt von $\sim 20\%$ eingebaut worden. Danach wurde auf die Oberfläche vorsichtig 4000 ml Wasser gegossen und 24 h quellen gelassen, ähnlich den Versuchen von *Alobaidi & Hoare (1994)*.

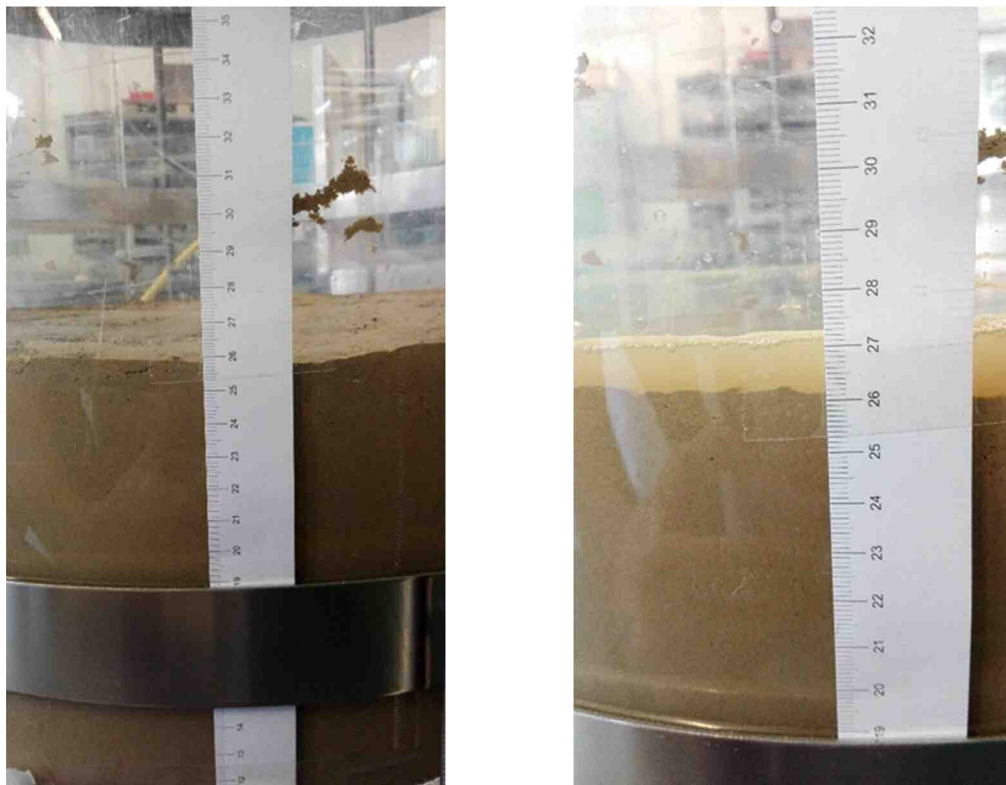


Abb. 51 Lageweise eingebauter Versuchsboden (links), befüllt mit 4000 ml Wasser (rechts)

Die Befüllung mit 4000 ml Wasser, hatte einen anfänglichen freien Wasserspiegel von $\sim 1,2 \text{ cm}$ zur Folge (Abb. 51). Das Wasser versickerte innerhalb von ca. 5-6 h. Nach 24 h wurden Bodenproben aus verschiedenen Tiefen entnommen um den Wassergehalt über die Tiefe bestimmen zu können. Die maximale Tiefe der

Bodenprobe betrug 6,5 cm. Danach wurde wiederum die UHPC Kopfplatte aufgesetzt und mit den Schmutzfängern bestückt. Daraufhin erfolgte der Einbau in den dynamischen Prüfstand.

Das Belastungsschema war das gleiche wie in Versuch 1 (Abb. 45). Auch galten die gleichen Bedingungen für ein Ende des Versuchs. Nach dem Versuch wurde die Kopfplatte wieder ausgebaut und die Schmutzfänger analysiert. Auch wurde eine weitere Bodenprobe zur Ermittlung des Wassergehalts nach dem Versuch entnommen.

3.7.2 Ergebnisse von Versuch 2

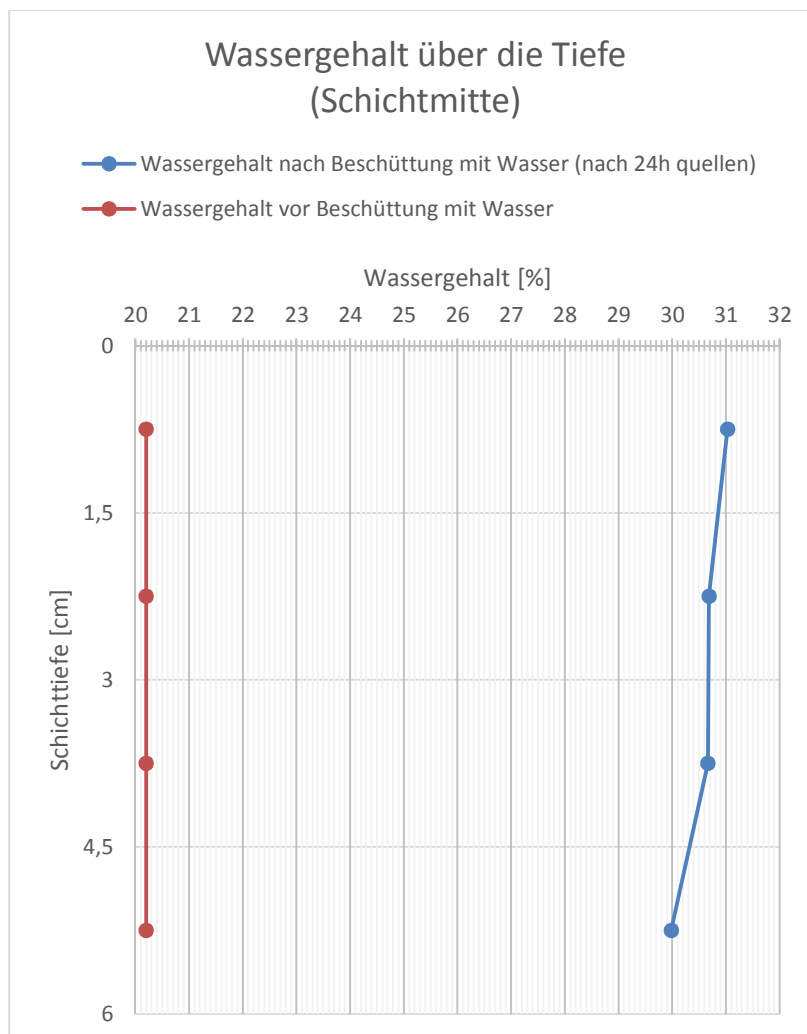


Abb. 52 Wassergehalt über die Tiefe in der Schichtmitte

In Abb. 52 ist der Wassergehalt über die Tiefe ersichtlich. Die Proben wurden in 1,5 cm-Schritten bis auf eine Tiefe von 6 cm entnommen. Der Wert für den Wassergehalt wurde jeweils in der Schichtmitte bestimmt.

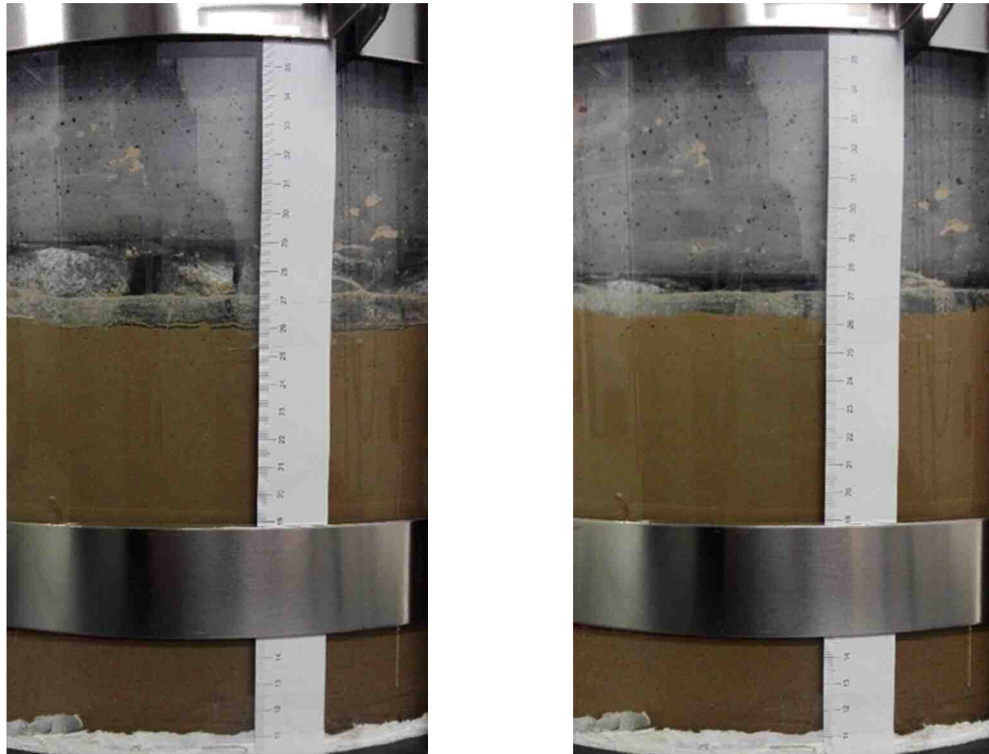


Abb. 53 Vor monotoner Laststeigerung (links), nach monotoner Laststeigerung (rechts)

Nach der monotonen Laststeigerung setzte sich die UHPC Kopfplatte um ca. 15 mm. Abb. 54 zeigt den Verlauf der Setzung aufgrund der Laststeigerung.

Nach dem Start der dynamischen Belastung erhöhte sich die Setzung rasch sodass der Versuch nach einer Gesamtsetzung von -50 mm und 2000 Lastwechseln abgebrochen werden musste. Abb. 55 zeigt den Anstieg der Setzung im Verhältnis zu den Lastwechseln. Durch das Absinken der UHPC Kopfplatte ist der Versuchsboden seitlich der Platte nach oben ausgetreten (Abb. 56). Des Weiteren trat der verdrängte Versuchsboden auch aus den Hülsen aus und drückte die Schmutzfänger nach oben (Abb. 57).

Abb. 59 zeigt die UHPC Kopfplatte nach dem Ausbau. Man erkennt deutlich den weichen Versuchsboden, der in die Zwischenräume des Gleisschotters gedrückt wurde. Es ist auch erkennbar, dass ein Stein von der UHPC Kopfplatte abgelöst wurde.

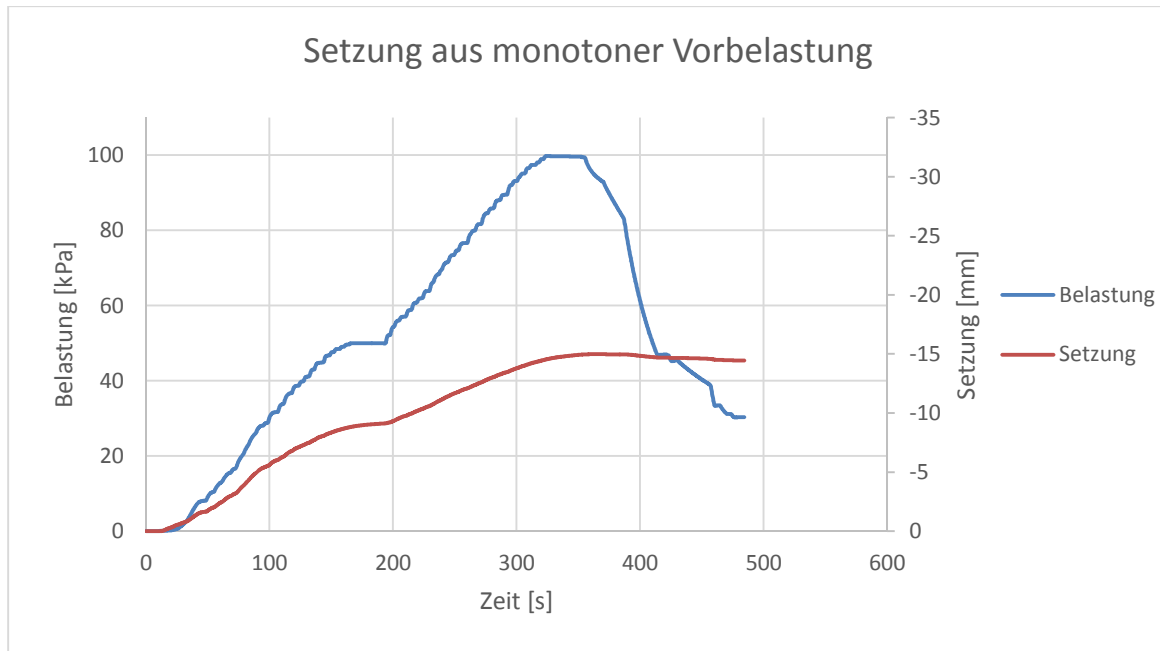


Abb. 54 Setzung aus monotoner Vorbelastung (Versuch 2)

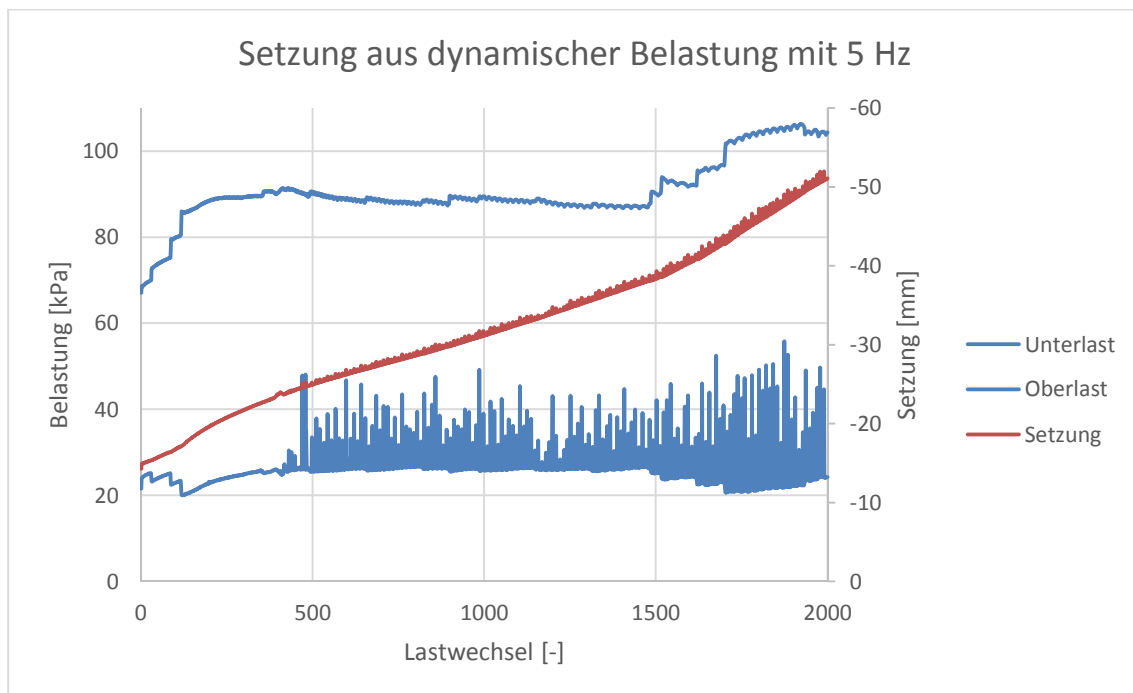


Abb. 55 Setzung aus dynamischer Belastung (Versuch 2)



Abb. 56 Seitlicher Austritt des Versuchsbodens während der dynamischen Belastung



Abb. 57 Ausgedrückte Schmutzfänger während der dynamischen Belastung



Abb. 58 Zustand des Versuchsaufbaus nach 2000 Lastwechseln



Abb. 59 Ausgebaute UHPC Kopfplatte nach Versuch 2

Die Bestimmung des Wassergehalts der obersten 1,5 cm-Schicht ergab ein $w_{\text{nach}} = 30,3 \%$.

3.7.3 Interpretation

Im Vergleich zu Versuch 1, betrug die Setzung nach der monotonen Laststeigerung lediglich ca. 15 mm. Das sind rund 10 mm weniger wie bei Versuch 1 und lässt sich auf die höhere Lagerdichte von $1,3 \text{ g/cm}^3$ bei Versuchsbeginn zurückführen. Nach dem Start der dynamischen Belastung kam es allerdings zu raschen und massiven Setzungen. Diese sind auf Verflüssigungseffekte zurückzuführen. Dabei verliert der Boden unter dynamischer Beanspruchung seinen Korn-zu-Korn-Kontakt aufgrund der sich entwickelnden hohen Porenwasserdrücke. Im Vergleich zu Versuch 1 lag der Wassergehalt vor Versuchsbeginn bei ca. 31,1 % (somit um $>10 \%$ höher als bei Versuch 1). Bei Versuchsstart befand sich kein freies Oberflächenwasser mehr auf dem Versuchsboden.



Abb. 60 Aus den Hülsen getretenes Wasser

In Abb. 60 erkennt man Wasser, welches während der zyklischen Belastung aus den Hülsen ausgetreten ist. Dies ist ein Indiz dafür, dass die Annahme von Verflüssigungseffekten berechtigt ist. Dass der Wassergehalt nach der Prüfung nur 30,3 % betrug, liegt einerseits an der Veränderung des Porenraumes und der damit verbundenen Veränderung des Wasser- Feststoffverhältnisses pro Volumeinheit sowie wahrscheinlich auch daran, dass zwischen Ausbau der Kopfplatte und der

Probenentnahme zu viel Zeit verging um einen erhöhten Wassergehalt in der obersten Schicht festzustellen.

Bei diesem Wassergehalt und dieser Lagerungsdichte kommt es nicht zu reinen Pumpeffekten (Duong et al. 2014). Vielmehr kommt es bei diesen Bedingungen in erster Linie zur so genannten „Interlayer-Creation“. Hier wird der Boden nicht in den Gleisschotter gepumpt, sondern das Gestein in den Boden gedrückt. Da somit keine Trennung mehr zwischen dem Unterboden und der darüber liegenden Gleisschotterschicht gegeben ist, spricht man von einer Zwischenschicht (Interlayer), der ein Gemisch aus beiden ist. Diese Annahme bestätigt auch die konkave Setzungskurve (Duong et al. 2014) Diesem Effekt sollte nicht minder Beachtung geschenkt werden, da er genauso Änderungen der Steifigkeit des Gleisschotterbettes zur Folge hat. Auch hat er direkte Auswirkungen auf den Mud-Pumping- Effekt, da dieser nach Bildung einer solchen Zwischenschicht forciert werden kann oder der Beginn eines solchen ist (Trong et al. 2014). Da sich das Gestein bei diesen Bedingungen zu tief in den Unterboden drückt, war eine Überprüfung mit den Schmutzfängern nicht möglich und sinnvoll (Abb. 58), da der verflüssigte Boden vorwiegend in die Hülsen gedrückt wurde und somit nicht von „Spritzern“ verschmutzt war.

3.8 Versuch mit stehendem Oberflächenwasser und hoher Lagerdichte (Versuch 3)

3.8.1 Versuchsdurchführung

Mit diesem dritten Versuch sollte das Verhalten untersucht werden, bei dem stehendes Wasser auf einem ungesättigten Boden, relativ dicht einbeaut, liegt. Dazu wurde der Versuchsboden mit demselben Wassergehalt von 20 % wie in Versuch 1, lageweise eingebaut und verdichtet. Der Unterschied zu Versuch 1 liegt allerdings in der höheren Lagerdichte. Bei diesem Versuch 3 wurde der Versuchsboden mit einer Lagerdichte von $1,5 \text{ g/cm}^3$, also ca. der Proctordichte, eingebaut. Nach dem Erreichen der gewünschten Füllhöhe von ca. 15 cm, wurde eine Probe entnommen, um den Wassergehalt der obersten 1,5 cm zu bestimmen. Danach wurde die UHPC Kopfplatte aufgesetzt und das Prüfgehäuse in den Prüfstand eingebaut.

Nach Durchführung von Versuch 2 wurde darüber diskutiert, ob das angedachte Belastungsschema von 30 kPa bis 100 kPa nicht zu hoch wäre. Duong et al., aus deren Arbeit dieses Belastungsschema entspringt, verwendeten lagenweise auf dem Versuchsboden eingebauten Gleisschotter. In der gegenständlichen Masterarbeit

wurden, wie schon erwähnt, einzelne Steine auf einer UHPC Kopfplatte aufgebracht. Dadurch ergibt sich eine kleinere Aufstandsfläche des Gesteins auf dem Versuchsboden (aufgrund des etwas größeren Abstandes zwischen den Steinen untereinander). Dies resultiert in einer höheren Bodenpressung bei gleicher Belastung. Darum wurde für diesen Versuch 3 eine geringere Belastung gewählt. Wie in Abb. 61 ersichtlich, wurde zuerst eine monotone Laststeigerung von 0 kPa bis 60 kPa durchgeführt. Danach erfolgte eine Entlastung auf 20 kPa.

Anschließend wurden vorsichtig 2800 ml Wasser auf den Versuchsboden gegossen. Dies hatte eine freie Wasseroberfläche von ca. 1 cm Höhe zur Folge. Danach wurde mit der dynamischen Belastung zwischen 20 kPa und 60 kPa, bei einer Lastwechselfrequenz von 5 Hz, begonnen.

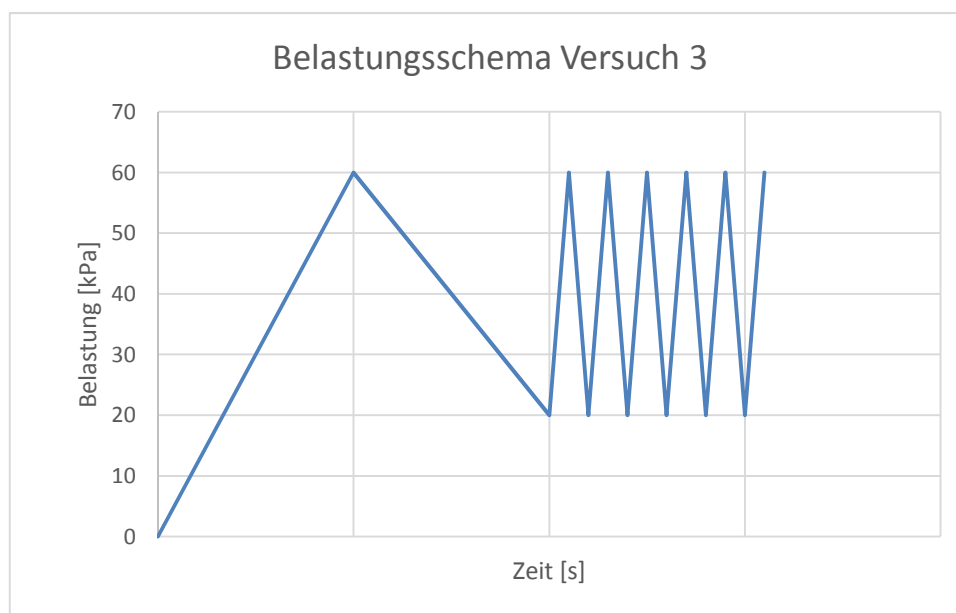


Abb. 61 Belastungsschema Versuch 3

Nach Erreichen von 40.000 Lastwechseln wurde eine Erhöhung der Belastung durchgeführt da keinerlei Anzeichen von Spritzern oder Verflüssigungseffekten festgestellt wurden. Zu diesem Zeitpunkt stand noch immer ca. 0,5 cm Wasser auf der Oberfläche des Versuchsbodens. Dies war, wie in den Versuchen 1 und 2, eine Erhöhung auf 30 kPa Unterlast bzw. 100 kPa Oberlast. Die Kriterien für ein Ende des Versuchs, waren die gleichen wie in Versuch 1 und 2.

Am Ende des Versuchs (nach 100.000 Lastwechseln) wurde die Kopfplatte ausgebaut und die Schmutzfänger analysiert. Des Weiteren wurden wiederum Bodenproben entnommen, um den Wassergehalt der obersten 6 cm zu bestimmen und mit dem Wassergehalt vor dem Versuchsstart verglichen.

In Abb. 63 ist ersichtlich, dass der Wassergehalt nach dem Versuch in der obersten 1,5 cm-Schicht 37,4 % beträgt. Dies ist ein Wassergehalt oberhalb der Fließgrenze von 37,0 %. Danach nähert sich der Wassergehalt für alle weiteren Schichten von 25,9 % in 3 cm Tiefe bis hin zu 23,6 % in 6 cm Tiefe, dem Wert des Wassergehalts von 19,6 % an.

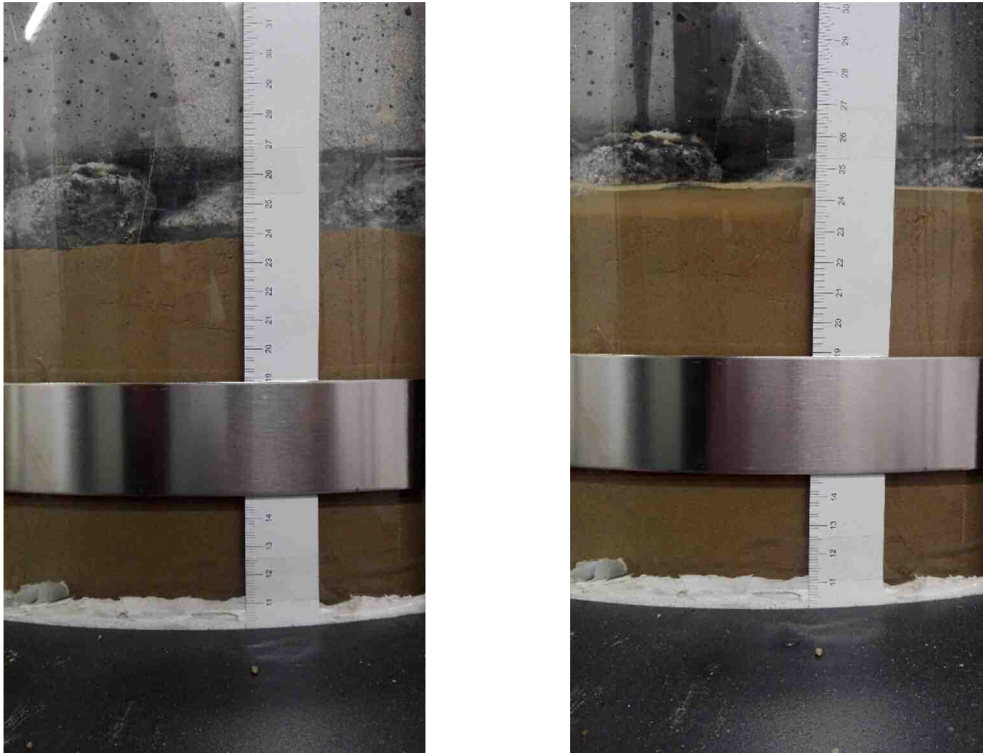


Abb. 62 Lagenweise eingebauter Versuchsboden (links), befüllt mit 2800 ml Wasser (rechts)

3.8.2 Ergebnisse von Versuch 3

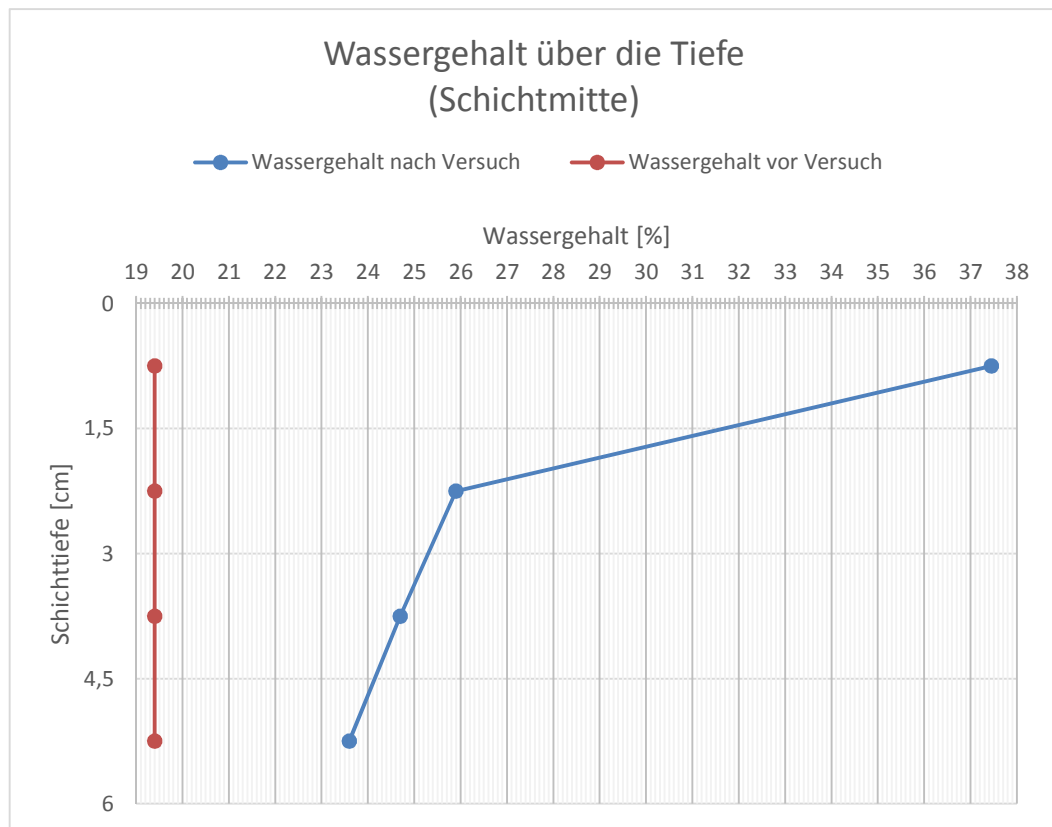


Abb. 63 Wassergehalt über die Tiefe in der Schichtmitte (Versuch 3)

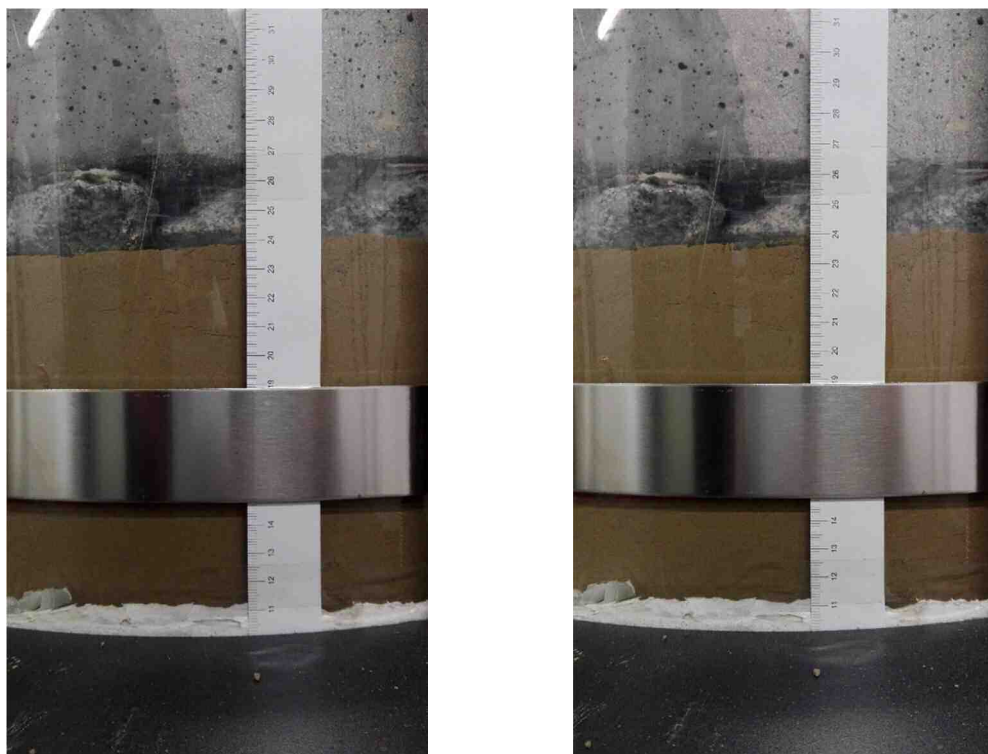


Abb. 64 Vor monotoner Laststeigerung (links), nach monotoner Laststeigerung (rechts)

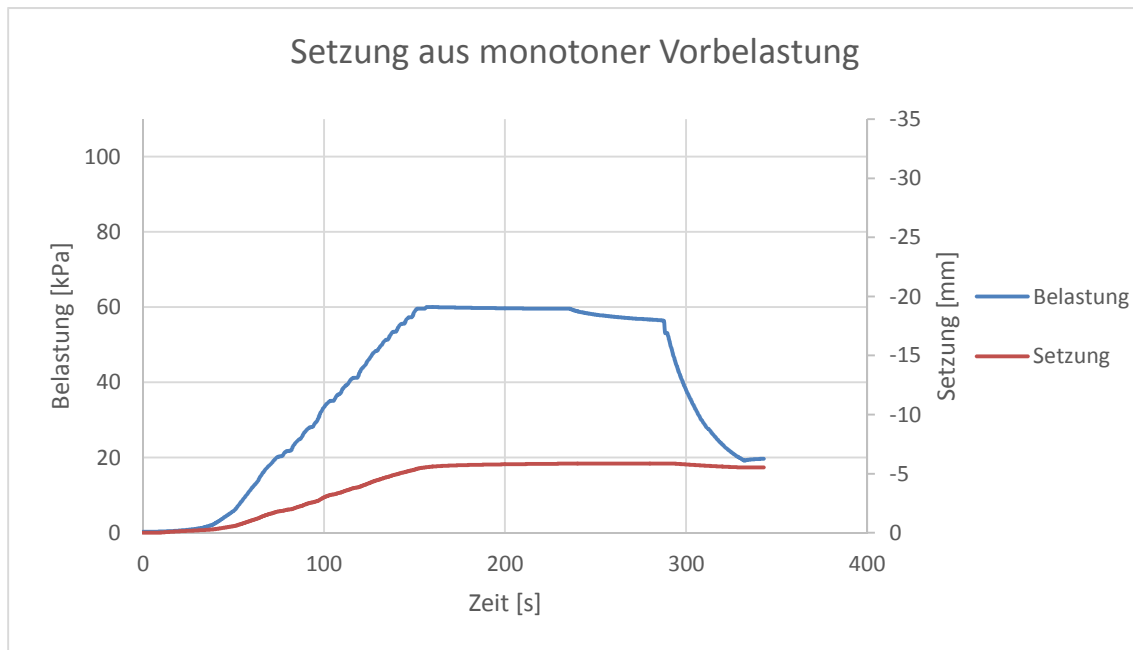


Abb. 65 Setzung aus monotoner Vorbelastung (Versuch 3)

Nach der monotonen Laststeigerung kam es zu einer Setzung von 5,8 mm (Abb. 65). Gleich nach der Befüllung mit Wasser startete die dynamische Belastung. Dabei stieg die Setzung auf 11,1 mm an. Wie in Abb. 66 zu erkennen ist, gab es bei 10.000 Lastwechseln eine Setzung von 13,9 mm, welche bis 14,8 mm bei 40.000 Lastwechseln kontinuierlich steigt. Nach der Lasterhöhung bei 40.000 Lastwechseln gab es einen schnellen Anstieg der Setzung auf 19,6 mm, welche in Abb. 65 wie eine sprunghafte Setzungszunahme erscheint. Bis zum Versuchsende gab es eine Endsetzung von 19,9 mm.

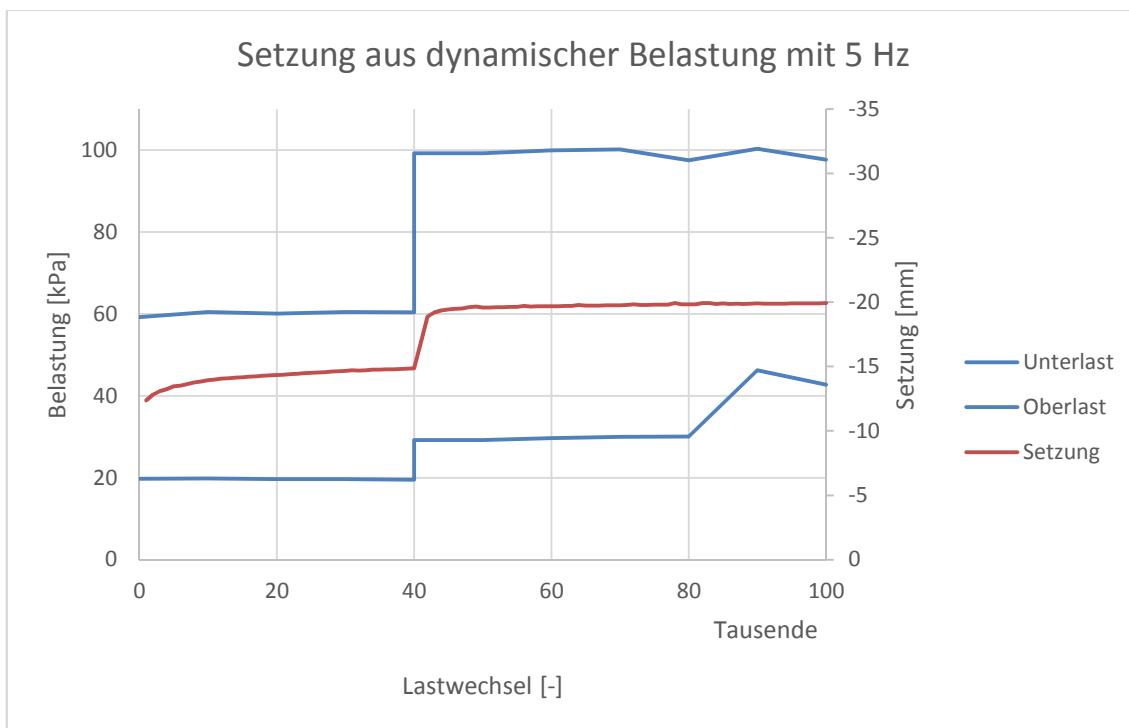


Abb. 66 Setzung aus dynamischer Belastung mit 5 Hz (Versuch 3)

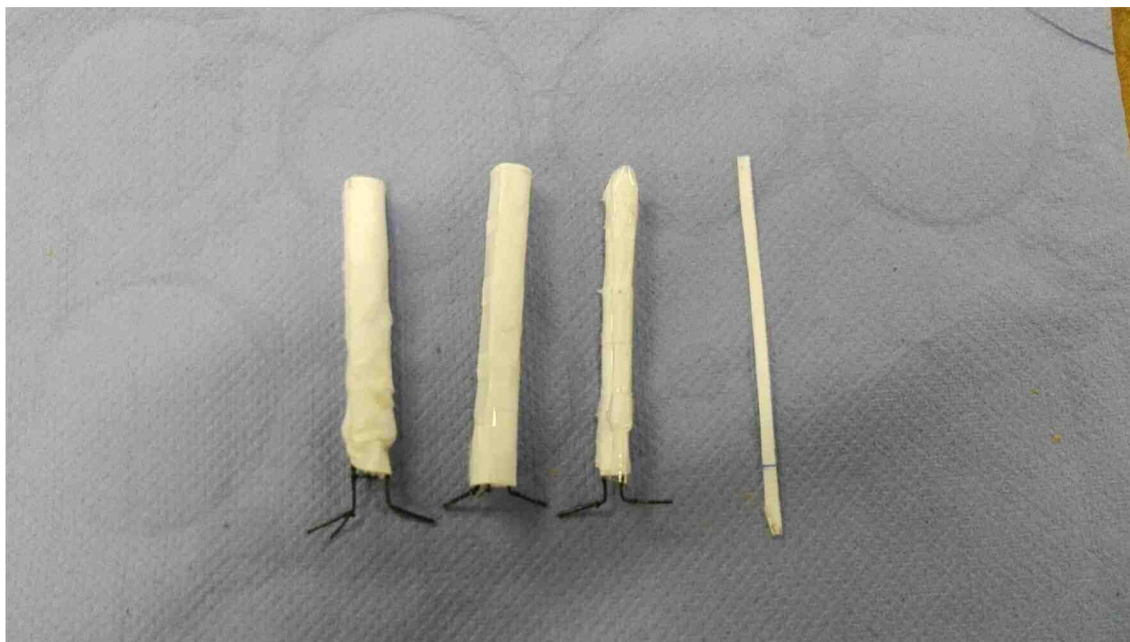


Abb. 67 Saubere Schmutzfänger nach dem Ausbau

In Abb. 67 erkennt man die sauberen Schmutzfänger, welche am Versuchsende ausgebaut wurden. In Abb. 68 ist ersichtlich, dass das Ausmaß der Setzung nicht ausreichte um eine Eindringung der Schottersteine bis an den unteren Rand der UHPC Kopfplatte zu erreichen.

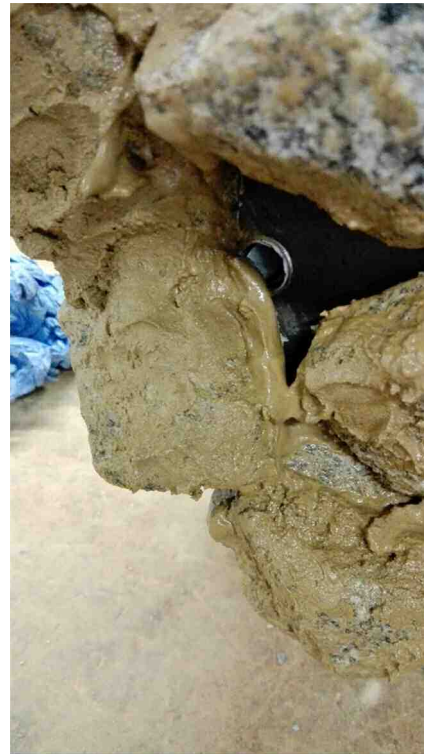


Abb. 68 UHPC Kopfplatte nach dem Ausbau (links), Schlamm zwischen den Steinen (rechts)

3.8.3 Interpretation

Die geringe Setzung der monotonen Vorbelastung von 5,8 mm lässt sich eindeutig auf die höhere (Trocken-) Lagerdichte von $1,5 \text{ g/cm}^3$ zurückführen. Aufgrund dessen, dass erst kurz vor dem Start der dynamischen Belastung, der Versuchsboden mit Wasser befüllt wurde, konnte eine zu hohe Sättigung vermieden werden. Darum gab es keine Eindrück- bzw. Verflüssigungseffekte wie in Versuch 2, obwohl die ersten Zentimeter (Abb. 63) einen Wassergehalt über der Fließgrenze aufweisen. Anhand der Form der Setzungskurve (Abb. 66) kann auf einen sich entwickelnden Pumpeffekt geschlossen werden. Duong et al. (2014) beschreiben in ihrer Arbeit den Pumpeffekt mit einem konvexen Anstieg der Setzungskurve. Dies ist in Abb. 66 grundsätzlich erkennbar. Auch aufgrund von Abb. 69 lässt sich ein Pumpeffekt erkennen, da bereits nach 1000 Lastwechseln Feinteile des Unterbodens beginnen nach oben zu wandern. Abb. 70 zeigt eine kegelförmige Anhäufung von Feinteilen die an den Rändern der Gleisschottersteine in den Zwischenräumen nach oben wandern. Diese Beobachtung ist konform mit den Ergebnissen von Alobaidi & Hoare (1996), die in ihrer Arbeit bewiesen, dass der Effekt an den Gesteinsrändern verstärkt auftritt.



Abb. 69 Aufsteigende Feinteile nach ca. 1000 Lastwechseln



Abb. 70 Hochpumpen von Feinteilen zwischen den Steinen

Die Analyse der Schmutzfänger brachte in diesem Versuch noch keine Ergebnisse. Dies lässt sich darauf zurückführen, dass bei diesen Bedingungen (Lagerungsdichte, Sättigungsgrad, Belastung, etc.) die Pumpeffekte sehr langsam aber stetig voran gehen. Auch eine Erhöhung der Belastung brachte unter diesen Bedingungen noch keine Beschleunigung des Pumpeffekts. Aufgrund der begrenzten zeitlichen Rahmenbedingungen sind die Versuche nach 100.000 Lastwechseln beendet worden, womit noch kein Erreichen der Schmutzfängerhöhe passierte. Des Weiteren sind unter diesen Bedingungen noch keine Spritzer entstanden.

4 Zusammenfassung

Am Beginn dieser Arbeit wurde eine Einführung in die Problemstellung von Mud-Pumping beschrieben. Es wurde gezeigt das Mud-Pumping ein Effekt ist, bei dem ein feinkörniger Boden in den darüber liegenden, grobkörnigeren Boden gepumpt wird. Im konkreten Fall, beim Eisenbahnbau, handelt es sich um den Unterboden und den Gleisschotter. Eine Verschmutzung des Gleisschotters hat eine Änderung der Steifigkeit und weitere Konsequenzen wie Gleislagefehler zur Folge. Eine Sanierung derartiger unerwünschter Effekte ist eine kostenintensive Angelegenheit, da meist der gesamte Gleisschotter ausgetauscht werden muss.

In Kapitel 2 der vorliegenden Arbeit wurde eine Literaturrecherche zum Thema Mud-Pumping durchgeführt. In dieser fanden sich zwei maßgebende Faktoren, welche für den Mud-Pumping-Effekt verantwortlich sind. Ein genügend großer Feinkornanteil des Bodens und der Kontakt mit Wasser. Es wurden die Laboruntersuchungen von Duong et al. genauer betrachtet um ein geeignetes Prüfkonzept zu erstellen.

Die Arbeit beschäftigt sich des Weiteren mit der Entwicklung eines Prüfaufbaus, mit dem vertiefte Untersuchungen zu Mud-Pumping-Effekten durchgeführt werden können. Dazu wurde ein Prüfgehäuse entworfen, welches aus einem Acrylglaszylinder besteht. Um den Gleisschotter zu simulieren, fiel die Wahl auf eine UHPC Kopfplatte, auf der Gleisschottersteine angebracht wurden. Diese UHPC Kopfplatte ist mit vertikalen Schmutzfängern bestückt worden, um die sogenannten Spritzer einzufangen und quantifizieren zu können. Die dynamische Belastung wurde durch einen dynamischen Pulsator erzeugt.

Es wurden drei Versuche mit unterschiedlichen Bedingungen durchgeführt. In Versuch 1 wurde der Versuchsboden mit einem niedrigem Wassergehalt (~20 %) und einer niedrigen Lagerungsdichte ($1,1 \text{ g/cm}^3$) eingebaut. Aufgrund des Belastungsschemas, das eine monotone Vorbelastung von 0 kPa bis 100 kPa vorsah, mit anschließenden dynamischen Lastwechseln von 30 kPa bis 100 kPa bei 5 Hz, kam es deutlich zu Setzungen aufgrund der niedrigen Lagerdichte. Diese Setzungen waren nach 5.000 bis 10.000 Lastwechseln konstant und hatten keine Pumpeffekte zur Folge.

In Versuch 2 wurde der Versuchsboden mit einem hohen Wassergehalt (~31 %) und einer mittleren Lagerdichte ($1,3 \text{ g/cm}^3$) eingebaut. Dazu wurden 4000 ml Wasser auf dem eingebauten Versuchsboden gegossen und dieser 24 h quellen gelassen. Dieser Versuch musste nach 2.000 Lastwechseln abgebrochen werden, da aufgrund von

massiven Verflüssigungseffekten die Platte im Versuchsboden versank. Bei einer Lagerungsdichte und einem Wassergehalt wie diesem, kommt es zur sogenannten „Interlayer-Creation“. Dabei wird der Gleisschotter in den Unterboden gedrückt, Diese Mischschicht wird „Interlayer“ genannt. Das lässt sich auch aus der konkaven Setzungskurve ableiten. Pumpeffekte stellen sich erst ein, nachdem diese „Interlayer-Creation“ abgeklungen ist (Duong et al. 2014). Diese konnten in diesem Versuch nicht ermittelt werden.

In Versuch 3 wurde der Boden mit einem anfänglich niedrigen Wassergehalt (~20 %) und einer hohen Lagerdichte ($1,5 \text{ g/cm}^3$) eingebaut. Nach der monotonen Laststeigerung, welche für diesen Versuch 0 kPa bis 60 kPa betrug, wurden 2800 ml Wasser auf den Versuchsboden gegossen, welches eine freie Wasseroberfläche von ca. 1 cm zur Folge hatte. Danach wurde mit der dynamischen Belastung gestartet. Dabei ließen sich anhand der konvexen Setzungskurve, Pumpeffekte (bzw. die Entwicklung solcher) feststellen (Duong et al. 2014). Auch zeigen die Abbildungen ein kegelförmiges Ansteigen von Feinteilen an den Gesteinsrändern und den Zwischenräumen. Dies bestätigt die Untersuchung von Alobaidi & Hoare. Da sich diese Pumpeffekte langsam entwickeln, konnte nach 100.000 Lastwechseln noch keine mengenmäßige Erfassung mit den Schmutzfängern erfolgen.

Zusammenfassend lässt sich sagen, dass die drei Versuche mit den unterschiedlichen Rand- bzw. Anfangsbedingungen, die erwarteten unterschiedlichen Ergebnisse, übereinstimmend mit der Literatur, liefern. Aus den Untersuchungen lässt sich bestätigen, dass die Mud-Pumping- Effekte und das dynamische Verhalten des Bodens sehr stark von der Lagerungsdichte und dem Wassergehalt abhängen (Alobaidi & Hoare 1994, Miller 2002, Duong et al. 2014). Massive Spritzer, wie sie wahrscheinlich auch in der Natur auftreten, konnten mit diesen drei Versuchen noch nicht nachgestellt werden. Die Bedingungen für deren Entstehung liegen mit hoher Wahrscheinlichkeit zwischen den in dieser Arbeit untersuchten. Somit konnte das Konzept der Schmutzfänger noch nicht verifiziert werden. Dies ist jedoch mit diesem Prüfaufbau (bzw. einer noch höheren Zyklenzahl z.B. bei Versuch 3) und mit weiteren Versuchen möglich.

5 Bewertung der Versuche und Ausblick auf weitere Forschungsarbeiten

Anhand der Ergebnisse der vorliegenden Arbeit lässt sich schließen, dass der Prüfstand und der Prüfaufbau grundsätzlich geeigneter ist um Mud-Pumping- Effekte weiterführen zu untersuchen. Das Konzept mit dem Acrylglaszylinder und dem dynamischen Pulser bietet viele Möglichkeiten um Böden unter verschiedensten Bedingungen zu prüfen, oder um Versuche der gleichen Art zu reproduzieren.

Das Konzept der Gleisschotterplatte ist im Detail noch zu überarbeiten, da die Quantifizierung der gepumpten Feinteile nur durch den Effekt von sogenannten „Spritzern“ möglich sein soll. Wie in der Literatur und auch aus den Ergebnissen dieser Arbeit ersichtlich, ist dies jedoch nur ein mögliches Ereignis der Mud-Pumping- Effekte. Auch ist die Lastübertragung der hergestellten Kopfplatte auf den Versuchsboden noch nicht die gleiche, als würden Lagen von Gleisschotter auf dem Boden aufliegen. Da Pumpeffekte auch sehr stark von den verfügbaren Kapillarräumen zwischen den Gleisschotter abhängen, sollte für weitere Versuche ein Konzept mit Gleisschotterlagen angedacht werden bzw. eine alternative Kopfplatte zu Vergleichszwecken hergestellt werden. Ein Umbau auf Prüfungen dieser Art ist mit dem vorhandenen Prüfaufbau sehr gut möglich. Auch sollten für weitere Forschungsarbeiten kleinere Adaptierungen von Messeinrichtungen vorgenommen werden, wie z.B. der Einbau von Extensometern oder Porenwasserdruckgebern.

Die drei Versuche in dieser Arbeit wurden mit bestimmten äußeren Rand- bzw. Anfangsbedingungen durchgeführt. Für weitere Untersuchungen zu Mud-Pumping- Effekten müssen aber auch zwischen diesen Rand- bzw. Anfangsbedingungen liegende Verhältnisse betrachtet und analysiert werden. Fortführende Untersuchungen dieser Art wären eine wichtige Voraussetzung zur genaueren Beschreibung solcher Pumpvorgänge.

Eine Quantifizierung der gepumpten Menge könnte mit dem Verhältnis der Setzungen über den Porenraum des Gleisschotters ermittelt werden. Durch weitere Untersuchungen dieser Art, kann in Folge eine Aussage über das zeitliche und quantitative Pumpverhalten, verschiedenster Böden getroffen werden. Mit dieser Aussage können im Weiteren Empfehlungen für Wartungs-Intervalle von Drainagesystemen abgegeben werden. Durch diese Information können teure Sanierungsmaßnahmen, wie der Austausch des gesamten verschmutzten

Gleisschotterbereichs, verhindert werden. Dies hätte massive Kosteneinsparungen zum Vorteil, welches im Interesse jedes Eisenbahnnetzbetreibers ist.

6 Literatur

- Alobaidi I., Hoare D.J.. (1994)
Factors affecting the pumping of fines at the subgrade subbase interface of highway pavements: A laboratory study. Geosynthetics International, Vol 1, No.2
- Alobaidi I., Hoare D.J.. (1996)
The development of pore water pressure at the subgrade- subbase interface of a highway pavement and its effect on pumping fines. Geotextile and Geomembranes 14 P. 111- 135
- Alobaidi I., Hoare D.J.. (1998)
Qualitative criteria for anti-pumping geocomposites. Geotextile and Geomembranes 16 P. 221- 245
- Alobaidi I., Hoare D.J.. (1999)
Mechanism of pumping at the subgrade- subbase interface of highway pavements. Geosynthetics International, Vol 6, No.4
- Aw E.S. (2007)
Low cost monitoring system to diagnose problematic rail bed: case study at a mud pumping site. Dissertation; Massachusetts Institute of Technology
- Ayres D.J (1986)
Geotextiles or geomembranes in track? British railways`experience. Geotextiles and Geomembranes 3: 129- 142
- Blacklock J.R. (1984)
Night `n`day track study to cure subgrade woes. Railway Track and Structures, June, pp. 25-30
- Duong T.V. et al. (2014)
Investigating the mud pumping and interlayer creation phenomena in railway sub- structure. Engineering Geology 171 P. 45-58
- Miller G.A. et al. (2000)
Cyclic shear strength of soft railroad subgrade. J. Geotech. Geoenviron. Eng., 126(2): 139-147
- Raymond G.P. (1999)
Railway rehabilitation geotextiles. Geotextiles and Geomembranes 17: 213- 230
- Selig E.T., Water J.M. (1994)
Track Geotechnology and Substructure Management.
- Tadatoshi I. (1977)
Measures for Stabilization of Railway Earth Substructures. Japan Railway Technical Service, 290
- Telford T. (1994)
Geotechnology and Substructure Management

- Voottipruex P., Roon J. (2003)
Prevention of Mud Pumping in Railway Embankment, A Case Study from
Baeng Pra Pitsanuloke, Thailand. The Journal of KMITNB, Vol.13, No. 1, Jan.-
Mar. 2003