



Untersuchungen zur Berücksichtigung von Zuggliedern bei Gleitkreisberechnungen mit dem Lamellenverfahren	117
<i>Lukas Riedl M.Eng. / Lennart Bühn M.Eng.</i>	
Numerische Untersuchung der Baugrund-Bauwerk-Interaktion bei oberflächennahen Tunneln in verflüssigungsgefährdeten Böden bei Starkbeben	127
<i>Michael Niebler M.Sc.</i>	
Eine Methode zur Prognose von Bodenbewegungen auf Tagebaukippen unter Einbeziehung raum-zeitlich dichter Monitoringdaten	137
<i>Dipl.-Ing. Natalie Merkel</i>	
Ein Ansatz zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit mit pfahlartigen Traggliedern.	143
<i>Dr.-Ing. Roland Gömmel</i>	
Drucklufteinstiege in kleinen, unbemannten Vortrieben – ein Erfahrungsbericht	153
<i>Dipl.-Ing. Julia Busch</i>	
THEMENGROPPE SPEZIALTIEFBAU UND NACHHALTIGKEIT	
Polymerlösungen vs. Bentonitsuspensionen – Vergleich der Stützmechanismen und des Eindringverhaltens an flüssigkeitsgestützten Erdwänden	159
<i>Dr.-Ing. Rowena Verst</i>	
Bemessung und Qualitätssicherung von rigid inclusions mit Pressiometerversuchen und leichten Probelastungen für ein Logistikzentrum in Kopenhagen	169
<i>Christopher Tinat M.Sc.</i>	
RD-Pfahlwände in Göteborg – Projekt Västlänken, Bauabschnitt E05 Korsvågen	179
<i>Daniel Fritsch M.Sc. / Dipl.-Ing. Marie-Louise Paehr</i>	
Geothermische Bergwassernutzung zur Eis- und Schneefreihaltung von Verkehrsflächen an Tunnelportalen	189
<i>Till Kugler M.Sc. / Tim Hochstein M.Sc.</i>	
Zum axialen Tragverhalten von vibrierten und geramnten Vollverdrängungspfählen	199
<i>Bastian Hoffmann M.Sc.</i>	
Numerisches Ersatzmodell zur Identifizierung der Einbringeinflüsse der Installation auf die Lage von Doppel-T Trägern im Boden	209
<i>Jannik Beußé M.Sc.</i>	

Untersuchungen zur Berücksichtigung von Zuggliedern bei Gleitkreisberechnungen mit dem Lamellenverfahren

Lukas Riedl M.Eng., Ed. Züblin AG, Stuttgart, Lennart Böhn M.Eng., Ed. Züblin AG, Stuttgart

Bei Gleitkreisberechnungen mit dem vereinfachten Lamellenverfahren nach Bishop wird angenommen, dass die Schnittkräfte zwischen den einzelnen Lamellen horizontal gerichtet sind. Die Normalkräfte entlang der Gleitlinie und die hieraus resultierenden rückhaltenden Reibungskräfte können somit allein durch die Bildung des vertikalen Kräftegleichgewichts der jeweiligen Lamelle bestimmt werden. Dies hat zur Folge, dass am Bruchkörper angreifende horizontale Kräfte nicht in die Ermittlung der Normalkräfte entlang der Gleitlinie eingehen. Sollen Zugglieder, also üblicherweise Anker oder Nägel, durch deren Ansatz am Lamellengleichgewicht in die Standsicherheitsberechnung miteinbezogen werden, so wird lediglich die Vertikalkomponente bei der Ermittlung der Normalkräfte berücksichtigt und die Horizontalkräfte vernachlässigt. Im vorliegenden Beitrag wird aufgezeigt, wie sich dies auf die Berechnungsergebnisse auswirkt. Hierzu werden neben theoretischen Erläuterungen Beispielberechnungen vorgestellt. Zur Einordnung der Ergebnisse aus den Gleitkreisberechnungen wurden vergleichende Standsicherheitsuntersuchungen mit der Finite-Elemente-Methode (FEM) durchgeführt.

1 Einleitung

Dem vereinfachten Lamellenverfahren nach Bishop liegen statische Annahmen und Vereinfachungen zugrunde, durch die sich die Standsicherheit von Böschungen mit geringem Aufwand rechnerisch ermitteln lässt [1]. So wird etwa angenommen, dass die Schnittkräfte der Lamellen horizontal gerichtet sind und somit keine Schubkräfte zwischen den Lamellen auftreten. Es ist allgemein anerkannt, dass mit den getroffenen Annahmen kein nennenswerter Genauigkeitsverlust einhergeht und die Ergebnisse im Vergleich mit genaueren Lamellenverfahren, bei welchen geneigte Lamellenschnittkräfte zugrunde gelegt werden (z. B. Spencer oder Morgenstern & Price), auf der sicheren Seite liegen [1] [2]. Sind jedoch Kräfte aus Zuggliedern zu berücksichtigen, so lässt sich diese Erkenntnis nicht ohne Weiteres übertragen. Werden die Kräfte aus Zuggliedern wie üblich bei der Bildung des Lamellengleichgewichts miteinbezogen, so wird etwa deren Horizontalkomponente bei der Ermittlung der Normalkräfte in der Gleitlinie vernachlässigt. Um die Kraft aus Zuggliedern vollständig zu berücksichtigen und somit eine wirtschaftliche Bemessung zu gewährleisten, wurde von Goldscheider [3] eine Anpassung der Formeln zur Gleitkreisberechnung mit dem vereinfachten

Lamellenverfahren nach Bishop erarbeitet. Die genannte Veröffentlichung stellt die Grundlage dieses Beitrags dar.

Der Beitrag befasst sich mit der Berücksichtigung von Zuggliedern beim vereinfachten Lamellenverfahren nach Bishop (im Folgenden *Verfahren nach Bishop* bezeichnet). Es werden die theoretischen Probleme behandelt und die Ergebnisse von durchgeführten Vergleichsberechnungen vorgestellt.

2 Berücksichtigung von Zuggliedern bei Gleitkreisberechnungen nach Bishop

Bei Standsicherheitsberechnungen mit Gleitkreisen sind zunächst die Schubspannungen entlang der Gleitlinie, also die rückhaltenden Reibungskräfte zu bestimmen. Dies erfolgt durch die Berechnung des Lamellengleichgewichts jeder Lamelle i . Da neben den Kräften in der Gleitlinie auch die seitlichen Lamellenschnittkräfte E_i unbekannt sind, stehen nicht genügend Gleichungen zur Lösung des Systems zur Verfügung. Es sind daher sinnvolle Annahmen zu treffen. Durch die Annahme von horizontal gerichteten Lamellenschnittkräften verbleiben bei der Bildung des vertikalen Kräftegleichgewichts allein die Schub- (R_i) und Normalkräfte (N_i) in der Gleitlinie als



Unbekannte. Da diese durch die Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb mit $R_i = N_i \cdot \tan \varphi + C$ voneinander abhängen, können die Unbekannten allein durch die Bildung des vertikalen Lamellengleichgewichts bestimmt werden. Damit das globale Momentengleichgewicht erfüllt ist, sind alle Widerstände mit dem Ausnutzungsgrad μ zu multiplizieren. Somit erfolgt die Bestimmung der ausgenutzten Schubkraft T_i bestimmt (s. Abbildung 2-1):

$$T_i = \mu \cdot R_i = \mu \cdot (N_i \cdot \tan \varphi + C) \quad (2-1)$$

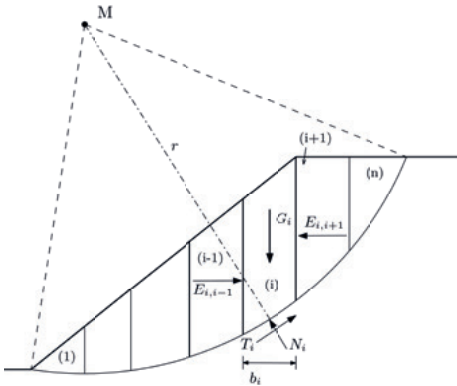


Abbildung 2-1: Angreifende Kräfte an einer Lamelle

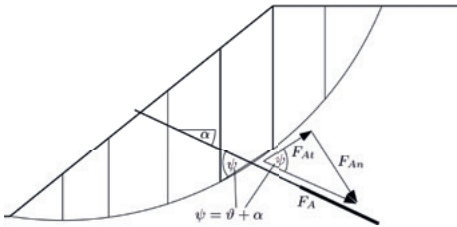


Abbildung 2-2: Anker am Gleitkreis

Soll die Kraft eines Ankers (F_A) bei der Gleitkreisberechnung berücksichtigt werden, so entspricht dieser statisch gesehen einer geneigten Einzellast, welche an der Böschungsoberfläche in Höhe des Ankerkopfs angreift. Bei Nägeln erfolgt die Kräfteinleitung nicht ausschließlich am Kopf, sondern verteilt über die gesamte Nagellänge innerhalb des Gleitkreises, was an dieser Stelle jedoch keine Rolle spielt.

Die tangential zum Gleitkreis gerichtete Kraftkomponente F_{At} eines Zugglieds wird unmittelbar bei der Bildung des Momentengleichgewichts angesetzt.

Die normal zum Gleitkreis gerichtete Komponente F_{An} erhöht die Normalkräfte und somit die rückhaltenden Reibungskräfte entlang der Gleitlinie. Für die Bestimmung der zusätzlichen Normalkraft in der Gleitlinie bestehen zwei Möglichkeiten (vgl. Abbildung 2-3):

- Ansatz 1: Lastansatz im Lamellengleichgewicht analog zur Berücksichtigung des Bodeneigengewichts. Dies entspricht dem üblichen Vorgehen und der konsequenten Anwendung des vereinfachten Verfahrens nach Bishop.
- Ansatz 2: Verzicht auf einen Ansatz im Lamellengleichgewicht und separate Ermittlung der rückhaltenden Reibung über die Reaktionskraft der Last am Schnitt der Resultierenden mit dem Gleitkreis. Diese ergibt sich aus der normal zum Gleitkreis gerichteten Kraftkomponente und dem Reibungswinkel φ .

Im Folgenden wird auf die Unterschiede der beiden Möglichkeiten näher eingegangen.

2.1 Vertikalkomponente

Da beim Ansatz einer geneigten Kraft die Horizontalkomponente vernachlässigt wird, wird zunächst nur eine Vertikalkraft betrachtet. In Abbildung 2-3 sind die Kräfte bei alleiniger Berücksichtigung der Vertikalkomponente $F_{A,v}$ eines Ankers für beide zuvor genannten Ansätze dargestellt. Ziel ist jeweils die Ermittlung des tangential zum Gleitkreis gerichteten Reibungsanteils $T_{i,A}$ (Ansatz 1) bzw. R_A (Ansatz 2) der Reaktionskraft Q . Es ist stets der ausgenutzte Reibungswinkel φ_m zu berücksichtigen [3].

Als Beispiel für die Ermittlung der Reaktionskraft mit beiden Ansätzen sind in Abbildung 2-4 die Kraftecke für eine Neigung der Gleitkreistangente von $\vartheta = 45^\circ$, einen Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$ und eine vertikale Einheitslast dargestellt. Es zeigt sich, dass sich mit Ansatz 1 (links) eine größere Reaktionskraft als mit Ansatz 2 (rechts) ergibt. Grund dafür ist, dass beim Ansatz im Lamellengleichgewicht das Krafteck durch die resultierende horizontale Lamellenschnittkraft ΔE geschlossen wird.

Rechnerisch kann Q wie folgt bestimmt werden:
 Ansatz 1 (Lamellengleichgewicht)

$$Q_1 = \frac{F_{Av}}{\cos(\vartheta - \varphi_m)} \quad (2-2)$$

Ansatz 2 (Schnittkraft)

$$Q_2 = F_{Av} \cdot \frac{\cos \vartheta}{\cos \varphi_m} \quad (2-3)$$

Bei der Bestimmung von Q unter Variation von ϑ kann folgendes festgestellt werden:

- Bei Ansatz 1 ergibt sich die maximale Reaktionskraft bei $\vartheta = 90^\circ$ mit $Q_1 = 2,0$. Da die Vertikalkraft und die Tangente der Gleitlinie in diesem Fall parallel gerichtet sind, müsste die Reaktionskraft tatsächlich Null ergeben.
- Bei Ansatz 2 ergibt sich die maximale Reaktionskraft bei $\vartheta = 0$. Dies entspricht dem realen Ergebnis, da bei diesem Winkel die Vertikalkraft normal zur Scherfuge gerichtet ist.

Grund für die unrealistischen Ergebnisse bei Ansatz 1 ist die erzwungene Schließung des Kraftecks durch eine horizontale Erddruckkraft ΔE . Da diese Erddruckkraft rechnerisch nicht weiter berücksichtigt wird, liegt dem Ergebnis kein Gleichgewichtszustand zugrunde. Dieses Problem besteht prinzipiell auch bei der Belastung aus Bodeneigengewicht. Da dies jedoch auf alle Lamellen verteilt ist, gleicht sich der Fehler an einzelnen Lamellen in Summe wieder aus.

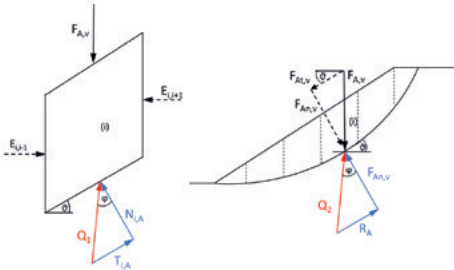


Abbildung 2-3: Ansatz 1, Ansatz von V am Lamellengleichgewicht der Lamelle i (links) und Ansatz 2, separate Berücksichtigung der Reaktionskraft von V am Schnitt der Resultierenden mit der Gleitlinie (rechts)

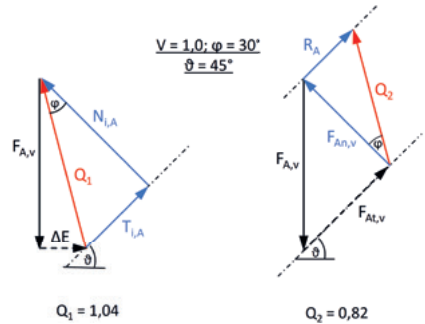


Abbildung 2-4: Kraftecke zur Ermittlung von Q mit Ansatz 1 (links) und Ansatz 2 (rechts)

2.2 Ansatz von geneigten Kräften

Werden geneigte Einzelkräfte wie Anker oder Nägel beim Verfahren nach Bishop berücksichtigt, so erfolgt dies üblicherweise durch einen Ansatz im Lamellengleichgewicht (Ansatz 1). Es ist jedoch auch möglich, die Reaktionskraft in der Gleitlinie separat zu ermitteln (Ansatz 2), womit eine Berücksichtigung der Horizontal Komponente möglich ist. Wie sich die unterschiedliche Herangehensweise bei geneigten Kräften auswirkt, wird an den in Abbildung 2-5 dargestellten Kraftecken veranschaulicht. Die Kraftecke zeigen die Ermittlung der Reaktionskraft Q und der tangential zur Gleitlinie gerichteten rückhaltenden Reibung $T_{i,A}$ (Ansatz 1) bzw. R_A (Ansatz 2). Bei gleicher Größe der Kraft F_{Av} ergibt sich im Ansatz 1 eine sichtbar geringere Reaktionskraft Q als mit Ansatz 2. Bei einem horizontalen Zugglied würde Q_1 Null ergeben.

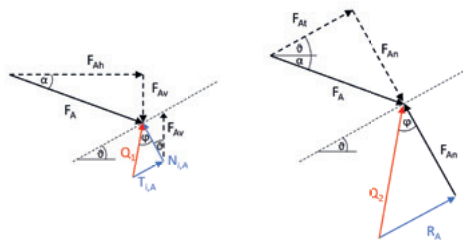


Abbildung 2-5: Ermittlung der Reibungskraft in der Gleitlinie mit Ansatz 1 (links) und Ansatz 2 (rechts)



In Abbildung 2-6 ist die Reaktionskraft Q in der Gleitlinie über einen möglichen Bereich von Neigungen der Gleitkreistangente ($\vartheta = -20^\circ$ bis $\vartheta = 90^\circ$) dargestellt. Der Wert Q ergibt sich mit den Gleichungen 2-2 und 2-3 aus einer einwirkenden Kraft mit der Einheit 1 und einem angenommenen Reibungswinkel von $\varphi = 30^\circ$. Die Ergebnisse wurden für die Neigungen der Einzelkräfte zur Horizontalen von $\alpha = 20^\circ$ und $\alpha = 45^\circ$ ermittelt.

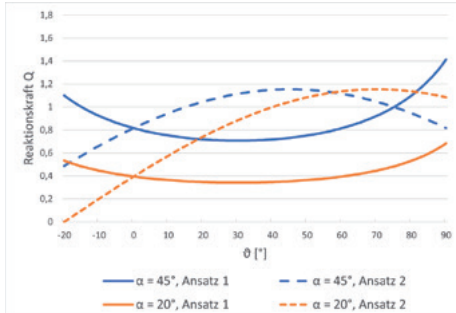


Abbildung 2-6: Reaktionskraft Q bei unterschiedlichem Ansatz von geneigten Einzellasten

Auffallend ist der gegensätzliche Verlauf der Reaktionskräfte beider Ansätze. Bei Ansatz 2 ergibt sich das Maximum der Reaktionskraft Q mit einem Schnittwinkel der Kraftresultierenden zum Gleitkreis von $\psi = 90^\circ$. Bei Variante 1 wird Q aufgrund der erzeugten Überschusskraft ΔE aus den Lamellenschnittkräften bei maximalen bzw. minimalen Winkel ϑ am größten, was nichtzutreffend ist. Weiter wird bei einer flachen Neigung des Zugglieds von $\alpha = 20^\circ$ die Auswirkung der Vernachlässigung der Horizontalkräfte bei Ansatz 1 deutlich. Die rückhaltenden Kräfte sind bei der Verwendung von Ansatz 2 über weite Teile mehr als doppelt so groß. Aus den vorgestellten Untersuchungen und Erläuterungen folgt, dass die separate Ermittlung der rückhaltenden Reibungskräfte aus Zuggliedern (Ansatz 2) zu sinnvolleren Ergebnissen führt als der Ansatz im Lamellengleichgewicht (Ansatz 1).

Beim Ansatz von Zuggliedern im Lamellengleichgewicht (Ansatz 1) wird in den meisten Fällen die Vernachlässigung der Horizontalkomponente gegenüber den statischen Fehlern bei der Bildung des Lamellengleichgewichts (Absatz 2.1) maßgebend

sein. Deshalb sind die Ergebnisse nach Ansatz 1 (bzw. nach DIN 4084) als konservativ einzustufen.

Um die erläuterten Fehler beim Ansatz von Einzelkräften im Lamellengleichgewicht zu umgehen und eine wirtschaftliche Bemessung zu ermöglichen, erscheint es sinnvoll, die Reibung in der Gleitlinie infolge von Einzelkräften separat vom Lamellengleichgewicht (Ansatz 2) zu ermitteln.

3 Vergleichsberechnungen

Im Folgenden wird auf die Berechnungsmethoden, die Beispiele sowie die erzielten Ergebnisse eingegangen.

3.1 Berechnungsmethoden

Ziel ist es, die unterschiedlichen Möglichkeiten, Zugglieder beim Verfahren nach Bishop anzusetzen, miteinander zu vergleichen. Rechnerisch können infolge von geneigten Kräften aus Zuggliedern (F_A) folgende tangential zum Gleitkreis gerichteten Kräfte bei der Bildung des globalen Momentengleichgewichts berücksichtigt werden:

- Term 1: Reibungskraft aus dem Ansatz am Momentengleichgewicht (Ansatz 1)
- Term 2: Reibungskraft infolge Schnittkraft am Gleitkreis (Ansatz 2)
- Term 3: Moment der Zuggliedkraft um den Gleitkreismittelpunkt bzw. tangential zum Gleitkreis gerichtete Komponente von $F_{A,t}$.

Die Terme ergeben sich in Anlehnung an *Goldscheider* [3] für selbstspannende Zugglieder wie folgt:

$$\text{Term 1: } T_{i,A} = F_A \cdot \mu \cdot \frac{\sin \alpha \cdot \sin \varphi_m}{\cos(\vartheta_i - \varphi_m)} \quad (3-1)$$

$$\text{Term 2: } R_A = F_A \cdot \mu \cdot \sin(\alpha + \vartheta_i) \cdot \tan \varphi_m \quad (3-2)$$

$$\text{Term 3: } F_{A,t} = F_A \cdot \mu \cdot \cos(\alpha + \vartheta_i) \quad (3-3)$$

Bei nicht selbstspannenden Zuggliedern entfällt die Multiplikation von F_A mit dem Ausnutzungsgrad μ ,

wodurch die Zuggliedkraft als Einwirkung anstatt als Widerstand bei der Bildung des globalen Momentengleichgewichts berücksichtigt wird.

Die Gleitkreisberechnung erfolgte mit folgenden Varianten:

- V1. DIN 4084:2021-11 [4]: Ansatz der Zuggliedkraft am Lamellengleichgewicht
- V2. Vorschlag Dr. M. Goldscheider [3]: Ansatz der Zuggliedkraft am Lamellengleichgewicht und zusätzliche Berücksichtigung von R_A
- V3. Ansatz nur von R_A zur Berücksichtigung von Reibungskräften infolge der Schnittkraft des Zugglieds. Kein Ansatz im Lamellengleichgewicht (Ohne $T_{i,A}$)
- V4. Keine Berücksichtigung von Reibungskräften infolge der Zuggliedkraft (Nur $F_{A,i}$)

Die Untersuchungen erfolgten händisch an einzelnen Gleitkreisen. Um den Arbeitsaufwand zu verringern und eine Validierung durchführen zu können, wurde ein Berechnungstool entwickelt. Mit dem Tool erfolgt eine automatisierte Suche des maßgebenden Gleitkreises, wobei die Berechnung wahlweise mit einer der zuvor genannten Varianten durchgeführt werden kann.

Zur Validierung wurde die Software *GGU-Stability 13* verwendet, bei welcher die Formeln der DIN 4084 hinterlegt sind. Die Software bietet die Option, entsprechend Absatz 7.2.3.3 der Norm, die rückhaltende Reibungskraft R_A zu berücksichtigen. Im Handbuch ist allerdings nicht konkretisiert, ob der Ansatz im Lamellengleichgewicht zusätzlich oder stattdessen erfolgt. Die Ergebnisse beim Aktivieren dieser Option sind somit mit Variante 2 oder 3 vergleichbar.

Der Vorschlag von Goldscheider [3] erfolgte im Zuge der Weiterentwicklung der DIN 4084. Um die Vernachlässigung der Horizontalkomponente beim Ansatz im Lamellengleichgewicht auszugleichen, wird zusätzlich die Normalkraft aus der Schnittkraft des Zugglieds angesetzt. D.h. es werden Ansatz 1 und 2 aus Abschnitt 2 addiert.

Hierdurch geht die Vertikalkomponente des Zugglieds zweifach in die Ermittlung der Reibungskräfte ein. Durch graphische Berechnungen wurde von Goldscheider [5] gezeigt, dass der Vorschlag bei flachen Zuggliedern (bis ca. 40-45°) im Vergleich zur genauen zeichnerischen Lösung mit geneigten Schnittkräften dennoch auf der sicheren Seite liegt.

Zur Einordnung der analytisch berechneten Ergebnisse, wurden 2D FE-Berechnungen mit der Software *Plaxis 2D 2019* durchgeführt. Die Bestimmung der Sicherheit bzw. des Ausnutzungsgrads erfolgt mit Hilfe der φ -c-Reduktion.

Einen deutlichen Einfluss auf die mit der FEM berechneten Ausnutzungsgrade hat der gewählte Dilatanzwinkel. Entsprechend den Angaben aus [6] kann der Dilatanzwinkel für Reibungswinkel $\varphi \leq 30^\circ$ mit $\psi = 0^\circ$ und für $\varphi > 30^\circ$ mit $\psi = 30^\circ - \varphi$ abgeschätzt werden. Beim Vergleich von FE- mit Gleitkreisberechnungen ergeben sich nahezu exakt übereinstimmende Ergebnisse bei Reibungsböden nur unter Verwendung einer assoziierten Fließregel (Dilatanzwinkel $\psi = \varphi$) zu erhalten sind [7]. Daher wurden auch Berechnungen mit assoziierter Fließregel, durchgeführt.

3.2 Beispiele

3.2.1 Böschung mit einem Anker

Es wurde zunächst ein möglichst simples Beispiel mit folgenden Randbedingungen gewählt:

- Böschungsneigung 1:1,25 und -höhe 12,0 m
- Herausziehwiderstand Anker 250 kN/m
- Ankerneigung $\alpha = 20^\circ$

Die Scherparameter sind in Tabelle 3-1 dargestellt. Abbildung 3-1 zeigt die Böschungsgeometrie und den maßgebenden Gleitkreis.



Parameter	Symbol	Einheit	Sand
Feuchtwichte	γ	[kN/m ³]	19,0
Kohäsion	c	[kN/m ²]	0
Reibungswinkel	φ	[°]	30,0
E-Modul	E_s	[MN/m ²]	30*
Poisson-Zahl	ν	[-]	0,3*

*angenommener Wert

Tabelle 3-1: Bodenkennwerte Böschung mit Anker

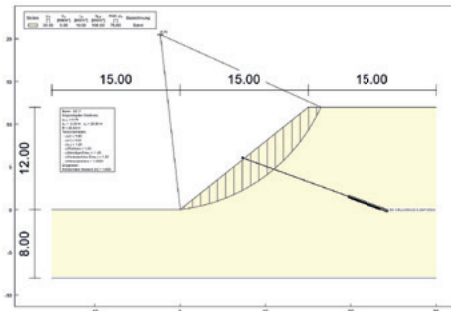


Abbildung 3-1: Geometrie Beispiel mit einem Anker

Für das gezeigte Beispiel werden die Terme 1 bis 3 (Gl. 3-1 bis 3-2) mit $\mu = 1,00$ berechnet (mit $\vartheta = 38,5^\circ$ am Schnitt von Anker und Gleitkreis).

Term 1: $T_{i,A} = 43,3 \text{ kN}$

Term 2: $R_A = 213,1 \text{ kN}$

Term 3: $F_{A,t} = 130,6 \text{ kN}$

Anhand der Ergebnisse zeigt sich der Unterschied zwischen einem Ansatz der Ankerkraft am Lamellen-

lengleichgewicht (Term 1) und der normal zum Gleitkreis gerichteten Schnittkraft (Term 2). Aufgrund der Vernachlässigung der Horizontalkomponente, beträgt die rückhaltende Wirkung bei Nutzung von Term 1 nur ca. ein Fünftel der theoretisch vorhandenen Kraft.

In Tabelle 3-2 sind die Summen der infolge der Ankerkraft tangential zum Gleitkreis ansetzbaren Kraftkomponenten sowie der Ausnutzungsgrad μ (iterativ ermittelt) je Variante dargestellt. Bei einer Ermittlung der Reibung separat zur Bildung des Lamellengleichgewichts (V3) verdoppelt sich im Vergleich mit dem Ansatz im Lamellengleichgewicht (V1) die rückhaltende Kraft des Ankers. Die Berechnung nach DIN 4084 (V1) entspricht nahezu einer Vernachlässigung der Reibungskräfte (V4).

Nach dem Ansatz von *Goldscheider* (V2) wäre die Ankerkraft am Lamellengleichgewicht der Lamelle, an welcher sich der Ankerkopf befindet und nicht am Schnitt von Anker und Gleitkreis anzusetzen [3]. Der Einfluss auf das Ergebnis ist in den behandelten Beispielen von untergeordneter Bedeutung, weshalb hier nicht weiter darauf eingegangen wird.

Der mit der φ -c-Reduktion bestimmte Ausnutzungsgrad mit nicht assoziierter Fließregel stimmt mit dem Wert bei einer Vernachlässigung der Normalkraftehöhung in der Gleitlinie überein. Variante 1 bis 3 lägen dementsprechend auf der unsicheren Seite. Bei der Berechnung mit assoziierter Fließregel

Variante	V1	V2	V3	V4	FEM (φ -Reduktion)	
Ermittlung Reibungsanteil aus	Lamellengleichgewicht	Lamellengleichgewicht + Schnittgewicht	Schnittkraft	Ohne Reibungsanteil	$\psi = 0$	$\psi = \varphi'$
Terme	$T_{i,A} + F_{A,t}$	$T_{i,A} + R_A + F_{A,t}$	$R_A + F_{A,t}$	$F_{A,t}$		
Anzusetzende Ankerkraft [kN]	174	387	344	131		
Ausnutzungsgrad μ	0,75	0,65	0,68	0,80	0,80	0,76

Tabelle 3-2: Beispiel mit Anker, Anteile der Ankerwirkung und Ausnutzungsgrade je Berechnungsvariante

stimmt der Ausnutzungsgrad mit der Berechnung nach DIN 4084 überein. Bei einer vollständigen Berücksichtigung der Reibungskräfte (Variante 2 und 3) ergeben sich nochmals um ca. 0,10 geringere Ausnutzungsgrade.

3.2.2 Nachrechnung Nagelwand

Als weiteres Beispiel wurde die Nachrechnung eines von Gäßler [8] beschriebenen Großversuchs gewählt. Der nachgerechnete Versuch B war Teil einer Versuchsreihe, welche in den Jahren 1976 bis 1980 mit dem Ziel der Erforschung des Tragverhaltens von Vernagelungen von der Universität Karlsruhe und von der Bauer Spezialtiefbau AG durchgeführt wurde. Bei den Versuchen wurden in sandigen Böden hergestellte Nagelwände durch das schrittweise Aufbringen einer Auflast kontrolliert zum Bruch gebracht, wobei der Vorgang der Belastung und des Bruchs umfangreich messtechnisch begleitet wurden. Bei Versuch B konnte im Bruchzustand eine kreisförmige Gleitfluge festgestellt werden. Abbildung 3-2 zeigt die Geometrie der Nagelwand und den mit Hilfe der Inklinometermessungen festgestellten Bruchkörper.

In Tabelle 3-3 sind die durch Laborversuche ermittelten Kennwerte des Bodens (feiner Mittelsand) aufgelistet.

Für die Nägel gelten folgende Randbedingungen:

- Neigung Nägel: $\alpha = 10^\circ$
- Horizontalabstand Nägel: $\alpha = 1,20 \text{ m}$
- Mantelreibung: $T_3 = 17 \text{ kN/m}$

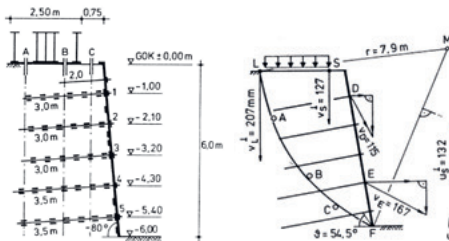


Abbildung 3-2: Geometrie der Nagelwand (links) und festgestellter Bruchkörper aus [8] (rechts)

Parameter	Symbol	Einheit	Sand
Feuchtwichte	γ	[kN/m ³]	15,6
Kohäsion	c	[kN/m ²]	4,0
Reibungswinkel	φ	[°]	42,0
Dilatanzwinkel	φ	[°]	12,0/42,0
E-Modul	E_s	[MN/m ²]	60*
Poisson-Zahl	ν	[-]	0,3*

*angenommener Wert

Tabelle 3-3: Bodenkennwerte Großversuch

Während der Versuchsdurchführung erfolgte eine schrittweise Steigerung der Belastung bis bei einer Last von 150 kN/m² der Bruch der Nagelwand eintrat. Für die Nachrechnung wurden zwei Laststufen im Gebrauchszustand sowie die Laststufe beim Eintreten des Bruchs gewählt. In Tabelle 3-4 sind die mit den verschiedenen Methoden berechneten Ausnutzungsgrade dargestellt.

Bei allen Berechnungen liegen die Ergebnisse der Varianten 1 und 4 sowie der φ -c-Reduktion nah beieinander. Die vollständige Berücksichtigung von Reibungskräften (Variante 2 und 3) führt zu deutlichen Abweichungen und der Ausnutzungsgrad reduziert sich um ca. 0,15 bis 0,20. Aufgrund der geringen Nagelneigung von 10° entsprechen die Ergebnisse nach DIN 4084 nahezu einer Nichtberücksichtigung der aus den Nagelkräften resultierenden Reibungskräfte.

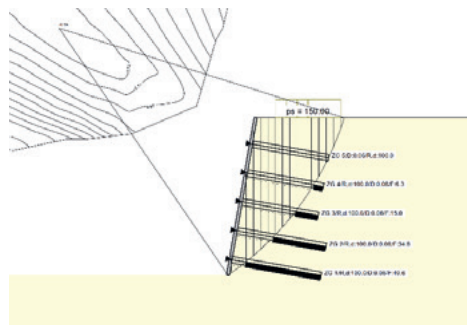


Abbildung 3-3: Nagelwand, maßgebender Gleitkreis (Verfahren nach Bishop)

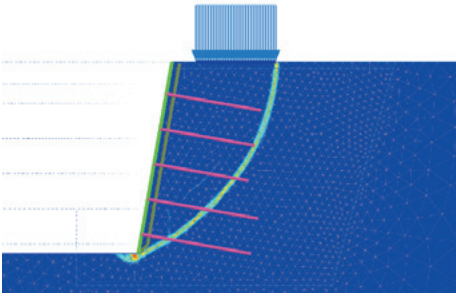


Abbildung 3-4: Nagelwand, Scherdehnungen im Bruchzustand (φ -c-Reduktion)

Abbildung 3-3 und Abbildung 3-4 zeigen die mit der Gleitkreisberechnung und der φ -c-Reduktion ermittelten maßgebenden Bruchkörper für $p = 150 \text{ kN/m}^2$. Die Gleitkörper stimmen ausreichend gut überein, weshalb eine Vergleichbarkeit der berechneten Ausnutzungsgrade gegeben ist.

Mit den Berechnungen der Varianten V1 und V4 sowie der FEM ergeben sich für $p = 150 \text{ kN/m}^2$ Ausnutzungsgrade, welche näherungsweise $\mu = 1,00$ betragen. Die in den Versuchen ermittelte Bruchlast kann somit bestätigt werden. Bei einer statisch vollständigen Berücksichtigung der Reibungskräfte (V2 und V3) ergeben sich hingegen deutliche Reserven. Dies und der Vergleich mit der FE-Berechnung deutet darauf hin, dass eine vollständige Berücksichtigung der Reibungskräfte zu Ergebnissen auf der unsicheren Seite führt.

3.2.3 Hangsicherung

Abschließend wird auf die Ergebnisse der Berechnung eines ca. 22 m tiefen, sechsfach rückverankerten Hanganschnitts eingegangen. Als Baugrund stehen zu großen Teilen verwitterte ($\varphi = 30^\circ$) und zum Teil unverwitterte ($\varphi = 45^\circ$) Kalksteine an.

Abbildung 3-5 und Abbildung 3-6 zeigen die mit der Gleitkreisberechnung und der φ -c-Reduktion ermittelten maßgebenden Bruchkörper. Der mit der φ -c-Reduktion bestimmte Bruchkörper weicht deutlich von der Kreisform ab. Die Vergleichbarkeit der Ausnutzungsgrade ist somit nur noch bedingt gegeben. Dennoch werden mit den in Tabelle 3-5 aufgelisteten Ausnutzungsgraden die Beobachtungen der vorherigen Beispiele bestätigt. Bei einer Vergleichsberechnung mit Starkkörperbruchmechanismen, mit welchen die mit der FEM ermittelte Scherfuge besser abbilden lässt, ergab sich eine gute Übereinstimmung mit der Gleitkreisberechnung ($\mu = 0,96$ ohne und $\mu = 0,79$ mit Reibungsanteil)

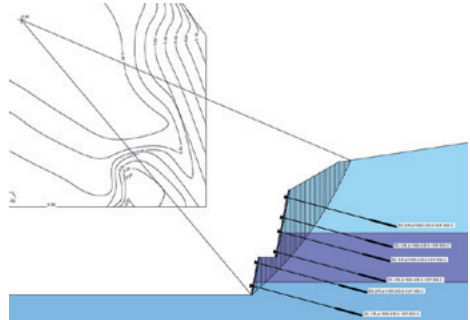


Abbildung 3-5: Hangsicherung, maßgebender Gleitkreis (Verfahren nach Bishop)

Verfahren	Vereinfachtes Verfahren nach Bishop				FEM (φ -c-Reduktion)	
	V1	V2	V3	V4	$\psi = 0$	$\psi = \varphi'$
Anzusetzende Nagelkraft	$T_{i,A} + F_{A,i}$	$T_{i,A} + R_A + F_{A,i}$	$R_A + F_{A,i}$	$F_{A,i}$	-	-
μ ($p = 100 \text{ kN/m}^2$)	0,84	0,68	0,70	0,89	0,86	0,83
μ ($p = 120 \text{ kN/m}^2$)	0,88	0,70	0,72	0,92	0,93	0,87
μ ($p = 150 \text{ kN/m}^2$)	1,03	0,86	0,88	1,07	1,04	0,95

Tabelle 3-4: Ausnutzungsgrade Nagelwand

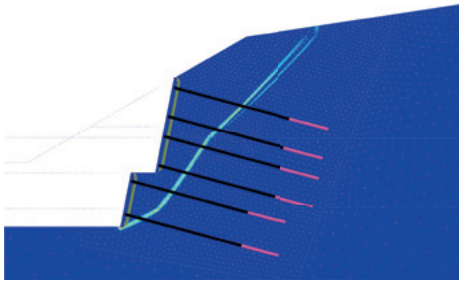


Abbildung 3-6: Hängesicherung, Scherdehnungen im Bruchzustand (φ -c-Reduktion)

4 Zusammenfassung

Anhand der Untersuchung konnte gezeigt werden, dass der übliche Ansatz von geneigten Kräften aus Zuggliedern am Lamellengleichgewicht (Ansatz 1) beim Verfahren nach Bishop folgende Mängel aufweist:

- Infolge der erzwungenen Schließung des Kraftecks durch die horizontalen Lamellenschnittkräfte ergeben sich verfälschte Reaktionskräfte in der Gleitlinie (s. Abschnitt 2.1).
- Da lediglich das vertikale Lamellengleichgewicht zu lösen ist, wird die Horizontalkomponente von geneigten Lasten bei der Ermittlung der rückhaltenden Reibung in der Gleitlinie rechnerisch vernachlässigt (s. Abschnitt 2.2).

Die Ursache ist in beiden Fällen die Annahme, dass die Schnittkräfte zwischen den Lamellen horizontal angenommen werden. Bei üblicherweise flach geneigten Ankern oder Nägeln bedeutet die Vernachlässigung der Horizontalkomponente, dass die aus der Zugkraft resultierende Normalkrafterhöhung in der Gleitlinie größtenteils vernachlässigt wird. Als Alternative bietet sich eine separate Ermittlung der zusätzlichen Normalkräfte in der Gleitlinie infolge von Einzellasten an (Ansatz 2). Dies führt zu statisch sinnvollerem Lösungen. Da auch die Horizontalkomponente berücksichtigt wird, ist bei mit Zuggliedern gesicherten Böschungen eine wirtschaftlichere Bemessung möglich.

Mit Hilfe von Vergleichsberechnungen wurde gezeigt, dass sich bei einer vollständigen Berücksichtigung der Reibungskräfte in der Gleitlinie (Variante V3) deutlich geringere Ausnutzungsgrade als bei einer Berechnung nach DIN 4084 (Variante V1) ergeben. Mit dem Vorschlag von *Goldscheider* [3] werden nochmals etwas geringere Ausnutzungsgrade erhalten.

Um die Ergebnisse der Gleitkreisberechnungen einordnen zu können, wurden die behandelten Beispiele zusätzlich mit der FEM unter Anwendung der φ -c-Reduktion berechnet. Die erzielten Ergebnisse stimmen annähernd mit der Berechnung nach DIN 4084 bzw. mit einer Vernachlässigung der Normalkrafterhöhung überein. Im Vergleich mit der FEM liegen die Ergebnisse der Gleitkreisberechnung mit vollständiger Berücksichtigung der Normalkrafterhöhung in der Gleitlinie auf der unsicheren Seite.

Auf Grundlage der Vergleichsberechnungen mit der FEM kann eine vollständige Berücksichtigung der infolge von Kräften aus Zuggliedern erzeugten Normalkrafterhöhung in der Gleitlinie ohne weiterführende Untersuchungen nicht empfohlen werden. Die Berücksichtigung eines geringen Anteils entsprechend der DIN 4084 erscheint, auch in Anbetracht der jahrelangen Anwendung, als unkritisch. Aus statischer Sicht ist der Ansatz am Lamellengleichgewicht jedoch keine zufrieden stellende Lösung.

Danksagung:

Die vorgestellten Untersuchungen ergaben sich aus der Mitwirkung im Unterausschuss DIN 4084 des Arbeitskreises „Berechnungsverfahren“. Die Grundlage bildet die von Herrn Dr. Michael Goldscheider veröffentlichten Vorschläge zur Anpassung der Norm. Wir möchten uns bei ihm für den wertvollen Beitrag bedanken. Des Weiteren danken wir den weiteren Teilnehmern der Ausschusssitzungen Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. habil. Achim Hettler, Herrn Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Herten, Frau Annette Richter



und Frau Dr. Ing. Claudia Klotz für die konstruktive Zusammenarbeit und die spannenden Diskussionen.

Literaturverzeichnis

- [1] A. W. Bishop, „The use of slip circle in the stability analysis of slopes,“ *Géotechnique* 5, pp. 7-17, 1955.
- [2] N. R. Morgenstern und V. E. Price, „The analysis of the stability of general slip surfaces,“ *Géotechnique* 15, pp. 79-93, 1965.
- [3] M. Goldscheider, „Berechnung von Gleitkreisen mit dem Lamellenverfahren und die Berücksichtigung von Zuggliedern,“ *Geotechnik, Band 41, Heft 2*, pp. 109-123, 2018.
- [4] DIN 4084:2021-11, Baugrund - Geländebruchberechnungen.
- [5] M. Goldscheider, *Gleitkreis mit Zuggliedern, Berechnung mit dem Lamellenverfahren nach Bishop - graphische Überprüfung von statischen Annahmen*, Diskussionsbeitrag zur DIN 4084, Berücksichtigung von Zuggliedern im Lamellenverfahren nach Bishop (unveröffentlicht), Mai 2021.
- [6] DGGT, Empfehlungen des Arbeitskreises "Numerik in der Geotechnik" - EANG, Berlin: Ernst & Sohn, 2014.
- [7] H. F. Schweiger und F. Tschuchnigg, „Zur Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen mit unterschiedlichen Verfahren,“ *Geotechnik, Band 40, Heft 4*, pp. 242-249, 2017.
- [8] G. Gäßler, „Vernagelte Geländesprünge - Tragverhalten und Standsicherheit,“ *Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 108*, 1987.

Numerische Untersuchung der Baugrund-Bauwerk-Interaktion bei oberflächennahen Tunneln in verflüssigunggefährdeten Böden bei Starkbeben

Michael Niebler M.Sc., Technische Universität, München (TUM)

Modellversuche zur dynamischen Beanspruchung von oberflächennahen Tunneln in gesättigten Böden werden betrachtet, um bereits existierende Simulationsmethoden zu verifizieren. Ein besonderes Augenmerk wird hierbei auf die Interaktion zwischen Boden und Bauwerk gelegt. Die Modellierung der tangentialen Kontaktbedingung erfolgt durch das Reibmodell nach COULOMB. Damit eine Berücksichtigung der Kräfte innerhalb des Kontaktes erfolgen kann, wird hierfür eine Routine implementiert, um mit effektiven Spannungen innerhalb der Kontaktfläche rechnen zu können. Zum Vergleich der Simulationen mit den experimentellen Ergebnissen, wird die Tunnelhebung sowie der Porenwasserdruck im Nah- und Fernbereich des Bauwerkes herangezogen. Als Auswertung im Fernfeld wird dabei die Verflüssigungsrate bei stationärer Anregung betrachtet. Zuletzt werden noch offene Fragestellungen untersucht, wie beispielsweise die genauere Modellierung des Kontaktes durch Verwendung eines fortgeschrittenen Modells basierend auf der Hypoplastizität.

1 Einleitung

Durch die Urbanisation und das damit verbundene Wachstum der Städte wird in diesen immer mehr Platz benötigt. Auch wegen des zunehmenden Personen- und Güterverkehrs wird vermehrt die Infrastruktur unterhalb der Geländeoberfläche angeordnet. So wurden im Jahre 2019 insgesamt 5.200 km an neuen Tunnelstrecken realisiert. (Tunnel Market Survey, 2019)

Bei der Planung solcher Projekte muss der anstehende Untergrund berücksichtigt werden. Dies bringt in Erdbebengebieten Schwierigkeiten bei hochliegenden Tunneln in gesättigten Sanden mit sich. In diesem Fall kann es durch ein Erdbeben und der damit verbundenen dynamischen Belastung zu Porenwasserüberdrücken kommen. Dies bewirkt eine proportionale Abnahme der effektiven Spannungen, bis im Extremfall keinerlei Kontaktspannungen zwischen den Körnern mehr vorhanden sind und der Boden damit vollständig verflüssigt. Hierdurch entsteht eine Hebung des Tunnels, die bereits bei kleinen Magnituden durch die sich öffnenden Fugen und der damit verbundenen Flutung zu einem Versagen des Bauwerkes führen kann. (Lanzano et al., 2008)

Damit solche Versagensmechanismen zukünftig

verhindert werden können, müssen geeignete und umsetzbare Gegenmaßnahmen gefunden werden. In der Praxis verwendete Beispiele sind die Verdichtung des angrenzenden Bodens sowie die Verwendung von Maßnahmen zur Erhöhung der Drainagewirkung. Des Weiteren müssen Simulationsmethoden entwickelt werden, um diese Problemstellung realitätsnah vorhersagen zu können, nicht nur für die Forschung, sondern auch für die Praxis. Dies benötigt neben den hochwertigen Materialmodellen zur Beschreibung des Bodenverhaltens und deren Erfassung in situ eine realistischere Berücksichtigung der Boden-Bauwerks-Interaktion.

Damit solche Simulationsmethoden entwickelt werden können, sind Kalibrierungen bestehender numerischer Berechnungen notwendig. Für diese Kalibrierung sind Messungen an vorhandenen Bauwerken aufgrund der enthaltenen Unbekannten ungeeignet. Deshalb werden Experimente an kleinmaßstäblichen Modellen durchgeführt, wodurch die Mechanismen, welche zu einer Tunnelhebung führen, genauer untersucht werden können. An den Modellversuchen können besser systematische Messungen unter unterschiedlichen Einwirkungen durchgeführt werden. Diese können verwendet werden, um Nachrechnungen und deren Empfindlichkeit zu



überprüfen. Durch diese Vorgehensweise können Abweichungen in der numerischen Abbildung festgestellt werden und Lösungsmöglichkeiten für eine genauere Abbildung getestet werden.

In diesem Beitrag wird eine Validierung eines numerischen Modells eines hochliegenden Tunnels in verflüssigungsempfindlichen Böden unter verschiedenen, harmonischen Anregungen vorgenommen.

2 Versuchsarten

In den letzten Jahrzehnten war es ein Hauptaugenmerk der Forschung, das Verhalten von Tunneln unter Erdbebenbeanspruchung genauer zu verstehen. Hierfür wurde eine Vielzahl von Experimenten durchgeführt, welche sich grundsätzlich in zwei Gruppen unterteilen lassen. Zum einen gibt es die sogenannten „1g“-Versuche und zum anderen die in diesem Beitrag genauer betrachteten „ng“-Versuche.

Bei Ersterem handelt es sich um Modellversuche, für welche sehr große Versuchsaufbauten benötigt werden, um eine ausreichende Vergleichbarkeit mit der realen Fragestellung gewährleisten zu können. (Tsinidis et al., 2020)

Im Gegensatz hierzu werden bei den „ng“-Versuchen experimentelle Aufbauten einschließlich der Tunnelstrukturen mit einer Modellgröße von nur wenigen Dezimetern verwendet. Damit in diesen die Boden-Bauwerks-Interaktion eines realen Modells äquivalent zu den in situ Verhältnissen abgebildet werden kann, nutzt man Zentrifugen, um hohe Beschleunigungskräfte zu erzeugen.

Durch die auf das eingebaute Modell wirkende Zentrifugalkräfte können Skalierungsgesetze nach Schofield verwendet werden, um die in der eingebauten Box gemessenen Werte auf eine reale Problemstellung übertragen zu können. Beispielhaft werden die Längenskala (die Abmessungen des Versuchskastens und des Tunnels, aber auch der Granulometrie wie z.B. d_{50}) um den Beschleunigungsfaktor n linear skaliert. Jedoch werden andere Größen wie z.B. die Zeit nicht eindeutig skaliert, so wird die Dauer für Konsolidierungsprozesse beispielsweise um den Faktor n^2 reduziert, wohingegen für die Zeit dynamischer Prozesse ein abweichendes Skalierungsverhältnis vorliegt.

Der Einbau des Bodens sowie des zu untersuchenden Bauwerks erfolgt oftmals innerhalb einer laminar Box, welche aus mehreren übereinanderliegenden Stahlrahmen besteht. Durch die Nutzung von umlaufenden Stahlrahmen erfährt der Boden auf beiden Seiten des Kastens die gleichen horizontalen Verschiebungen. Ebenso führt die Verwendung von mehreren übereinanderliegenden Elementen zu einer genaueren Abbildung der freien Bodenverschiebung, wodurch die Beeinflussung des Bodens durch den Rahmen reduziert wird. (CHIAN et al., 2014) Aufgrund der vorhandenen im Vergleich zum Boden nicht vernachlässigbaren Masse des Rahmens hat dieser dennoch einen Einfluss.

2.1 Aufbau des Versuches

Die zur Validierung des numerischen Modells verwendeten Versuche wurden von CHIAN et al. (2014) mit Hostun Sand durchgeführt. Dessen granulometrische Eigenschaften unter 1g-Bedingungen sind in Tabelle 2-1 aufgelistet. Das Bauwerk wurde durch eine Röhre aus Aluminium mit einem Durchmesser von 75 mm modelliert. Bei der Einbettung dieser wurden zwei verschiedene Verhältnisse zwischen dem Abstand von der Geländeoberfläche zur Tunnelachse h und dem Tunneldurchmesser d gewählt ($\frac{h}{d} = 1,1$ und $\frac{h}{d} = 1,5$). Die skalierten Abmessungen des Versuchsaufbaus sind beispielsweise für $\frac{h}{d} = 1,1$ in Abbildung 2-1 dargestellt.

Für die Versuchsdurchführung wurde zunächst das Porenfluid von unten unter Anwendung eines Vakuums in die laminar Box eingepumpt, um eine möglichst vollständige Sättigung des Sandes zu erreichen. (CHIAN et al., 2014)

Nach der Sättigung und der Beschleunigung der Zentrifuge auf $66,7g$ wird auf der Unterseite sowie dem untersten Stahlrahmen der laminar Box die sinusförmige, dynamische Beanspruchung $f(t)$ als Beschleunigung für eine Dauer von 27 s aufgebracht (Mitrani, 2006). Das Eingangssignal des numerischen Modells im Vergleich zum gemessenen Eingangssignal im Punkt P7 ist in Abbildung 5-1 (unten) dargestellt. Die experimentellen Untersuchungen umfassen voneinander unabhängige Versuche mit einer Beschleunigung von $0,22g$ und $0,10g$ bei

einer Frequenz von 0,75 Hz.

Während der Versuchsdurchführung werden die Hebungen des Tunnels, die Beschleunigungen und der Porenwasserdruck in ausgewählten Punkten gemessen.

Materialeigenschaft	Symbol
$\varphi_c [^\circ]$	33
$d_{10} [\text{mm}]$	0,209
$d_{50} [\text{mm}]$	0,335
e_{min}	0,555
e_{max}	1,01
l_D	0,445
$\rho' \left[\frac{\text{t}}{\text{m}^3} \right]$	0,89

Tabelle 2-1: Granulometrische Eigenschaften des verwendeten Hostun Sandes (1g)

2.2 Mechanismen der Tunnelhebung

Die Hebungen des Bauwerkes lassen sich neben dem ständig wirkenden Auftrieb grundsätzlich auf vier Mechanismen zurückführen, die abhängig von der Bodenbeschaffenheit und des Auftretens von Bodenverflüssigung einen unterschiedlich ausgeprägten anteiligen Einfluss haben (vgl. Abbildung 2-2):

(1) Der erste dieser Mechanismen ist der sogenannte "bottom heave" Effekt, bei welchem es

durch ein Scherversagen des Bodens unterhalb des Bauwerkes zu einer Hebung kommt. (Chou et al., 2011)

(2) Der zweite Mechanismus ist der Zufluss des Porenwassers. Dieser entsteht durch eine Porenwassergradienten zwischen Punkten auf gleicher geodätischer Höhe. Hierbei kommt es durch die Scherbeanspruchung des Sandes zu einer Bildung von Porenwasserüberdruck. Durch die geringere vertikale Auflast des Bodens unterhalb des Bauwerkes, aufgrund des geringeren Eigengewichtes des Tunnels im Vergleich zu dem durch die Erstellung verdrängten Bodens, zeigt dieser bei gleicher Lagerungsdichte ein kontrakteres Bodenverhalten. Dies führt aufgrund der undrainierten Verhältnisse zu einem höheren Porenwasserüberdruck, wodurch ein zur Sohle gerichteter Druckunterschied resultiert. Der Einfluss dieses Mechanismus auf die Tunnelhebungen ist von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig. (Kosekt, 1997)

(3) Sobald eine volle Verflüssigung des Bodens um das Bauwerk auftritt, entsteht neben dem Zufluss des Porenwassers ein Zufluss des verflüssigten Bodens zur Sohle des Tunnels hin. Dieser Mechanismus wird in der Literatur häufig als viskoser Fluss bezeichnet und führt zu einer Tunnelhebung nach der vollständigen Verflüssigung des Erdstoffes um das Bauwerk (Chou et al., 2011; Hu et al., 2018).

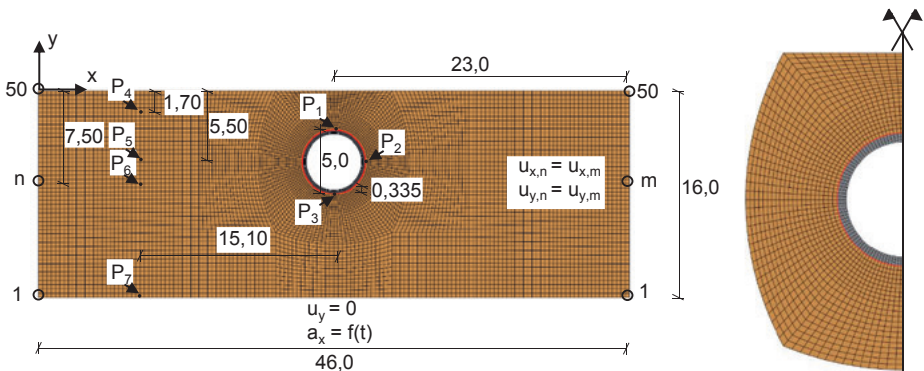


Abbildung 2-1: Darstellung des verwendeten FE-Netzes mit den 1g-Abmessungen und den Randbedingungen für $\frac{h}{d} = 1,1$ sowie Darstellung der Lage der Punkte, welche für die Auswertung des numerischen Modells verwendet werden (Horizontale Lage relativ zum Bauwerk; Vertikale Lage zur GOK) (links); FE-Netz im Nahbereich sowie Hervorhebung der Kontaktfläche zwischen Boden und Bauwerk in Rot (rechts) (Abmessungen in [m])



(4) Ein Mechanismus, der die Tunnelhebung in nicht verflüssigten Böden maßgebend beeinflusst, ist der sogenannte „ratcheting“ Effekt. Dieser ist vergleichbar mit dem aus der Physik bekannten „Paranuss“-Effekt. Bei diesem sorgt die durch die Trägheit des Bauwerkes hervorgerufene horizontale Relativverschiebung gegenüber dem anstehenden Boden für die Entstehung eines Hohlraumes zwischen diesem und dem Bauwerk. In dem auftretenden Hohlraum rieselt der umstehen-

de Boden, welcher bei einem Richtungswechsel als eine Art Rampe fungiert. Durch die entgegengesetzte Bewegung des Bauwerkes entsteht der beschriebene Mechanismus aus Bildung eines Hohlraumes und dem Rieseln des Sandes auf der gegenüberliegenden Seite. Durch die alternierende Bewegung des Tunnels kommt es zu einer stetigen Hebung des Bauwerkes. (Chou et al., 2011)

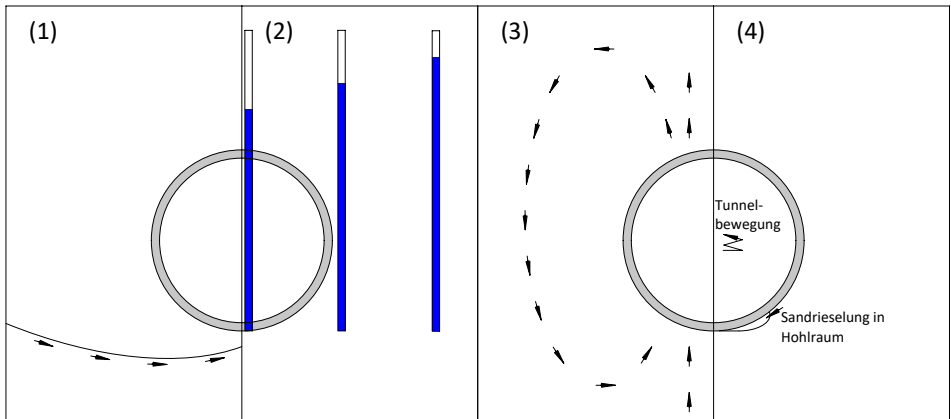


Abbildung 2.2: Schematische Darstellung der Mechanismen die zusätzlich zum vorhandenen Auftrieb zu einer Tunnelhebung führen (1) Scherverzogen des Bodens unterhalb des Bauwerkes; (2) Porenwasserdruckgradient; (3) Strömung des verflüssigten Bodens; (4) „ratcheting“-Effekt

3 Modellierung der Laminar Box Versuche

3.1 Anfangs- und Randbedingungen

In den numerischen Berechnungen wird der Sand mit einer mitteldichten Lagerung analog zu den Experimenten berücksichtigt. Die geostatischen Anfangsbedingungen im Fernfeld werden mit einem Erdruchdruckbeiwert von 0,5 angenommen. Zu Beginn der dynamischen Beanspruchung wird eine hydrostatische Verteilung des Porenwasserdruckes angesetzt. Der Grundwasserspiegel reicht analog zu den Experimenten bis zur Oberfläche des Sandes. Damit die Reflexionen in den Berechnungen die Ergebnisse analog zu den Experimenten beeinflussen, wird die Laminar Box in 1-g mit den skalierten Abmessungen, die in Abbildung 2-1 dargestellt sind, modelliert.

Die Randbedingungen entsprechen damit weitgehend den experimentellen Untersuchungen. Da aus der Dokumentation die Anzahl der einzelnen Rahmen nicht ersichtlich war, wurden die beiden Ränder mit einer idealen 1D-Bedingung gekoppelt: Die Verschiebung der Knoten mit derselben y -Koordinate auf beiden Rändern sind dabei in x - und y -Richtung jeweils miteinander verbunden. Für den unteren horizontalen Rand werden die Verschiebungen in vertikaler Richtung fixiert und in horizontaler Richtung im zweiten Berechnungsschritt die Eingangsbeschleunigung $f(t)$ aufgebracht.

3.2 Numerisches Modell

Das numerische Modell besteht aus zwei grundlegenden Teilen – dem Boden und dem Bauwerk. Zur Beschreibung des Bodenverhaltens unter dynamischer Beanspruchung wird ein hypoplastisches

Stoffmodell nach von Wolffersdorff (1996) mit der Erweiterung um das Konzept der intergranularen Dehnung nach Niemunis und Herle (1997) verwendet. Die dafür benötigten hypoplastischen Parameter (1-g Bedingung) wurden anhand von Versuchen aus der Literatur abgeschätzt und sind in der Tabelle 3-1 zusammengefasst.

φ_c	h_s	n	e_{d0}	e_{c0}	α
[°]	[MPa]	[-]	[-]	[-]	[-]
33,0	1000	0,33	0,575	0,943	0,15
β	m_T	m_R	R	β_R	χ
[-]	[-]	[-]	[-]	[-]	[-]
2,04	2,0	5,0	$1e^{-4}$	0,2	1,05

Tabelle 3-1: Hypoplastische Parameter des Sandes

Das Bauwerk wird linear-elastisch modelliert. Die für das verwendete Aluminiumrohr benötigten Stoffparameter stammen aus der DIN EN 1999 (2014) und sind zusammen mit anderen mechanischen Eigenschaften der Tunnelschale in Tabelle 3-2 aufgelistet.

Δ -Tunnel d	Dicke	E	G	ν	ρ
[m]	[m]	[GPa]	[GPa]	[-]	$\left[\frac{t}{m^3}\right]$
5,0	0,3335	70,0	27,0	0,3	2,7

Tabelle 3-2: Parameter des modellierten Bauwerkes (ng)

Der Kontakt zwischen der Tunnelschale und den Boden wird über eine Kontaktfläche basierend auf der Master-Slave-Methode modelliert, wobei der Boden die Slave- und der Tunnel die Masteroberfläche definieren. Für die Formulierung des Kontaktes in Normalenrichtung wird ein „weicher“ Kontakt gewählt, welcher den Vorteil eines verringerten Rechenaufwandes bei gleichbleibender Genauigkeit der Ergebnisse bietet (Tsinidis et al., 2014). Im Gegensatz zum harten Kontakt wird dabei eine geringfügige Überlappung (Overclosure) der Kontaktfläche zugelassen. Zudem wird die Annahme von sich nicht separierenden Kontaktflächen getroffen (ABAQUS Befehl: NO SEPARATION). Dies stellt bis zum Auftreten einer Kavitation, d. h. eines Porenwasserunterdruckes, der dem Atmosphärendruck

entspricht, eine physikalisch vertretbare Annahme dar (vgl. Chrisopoulos, 2018).

In tangentialer Richtung wird die Reibung mit einem elastisch ideal-plastischen Stoffmodell mit Grenzbedingung nach COULOMB abgebildet. Bei dieser Art der Kontaktmodellierung wird als Materialeigenschaft nur der Reibungswinkel der Kontaktfläche benötigt. Relativbewegungen zwischen Boden und Bauwerk für Schubspannungen kleiner der kritischen Schubspannung, ab welcher Gleiten auftritt, werden vernachlässigt. Der Reibungskoeffizient für den Kontakt Aluminiumrohr-Sand beträgt $\mu = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot \varphi_c\right) = \tan\left(\frac{2}{3} \cdot 33^\circ\right) = 0,4$ (CHIAN et al., 2014).

Die numerischen Simulationen werden in zwei Berechnungsschritten aufgeteilt. Zunächst wird das geostatische Gleichgewicht ermittelt. Im zweiten Berechnungsschritt wird die dynamische Beschleunigung auf den unteren Rand aufgebracht. In der gesamten numerischen Berechnung wird von undrainierten Bedingungen ausgegangen, d. h. während der Anregung tritt keine Dissipation von Porenwasserdrücken auf.

3.3 Netz und Zeitinkrement

Das Finiten-Elemente-Netz (FEM) ist in Abbildung 2-1 dargestellt. Für die Diskretisierung des dynamischen Randwertproblems wurden 9446 vierknotige Kontinuumelemente mit bilinearer Ansatzfunktion (ABAQUS Befehl: CPE4) verwendet. Die Größe der Finiten-Elemente beträgt etwa 10 cm in der Umgebung des Bauwerkes und etwa 30 cm am Rand des Modells.

Für die Wahl des FEM wird auf eine geringe Verzerrung der Elemente geachtet. Dadurch wird im Falle einer gleichbleibenden äußeren Form der Elemente im physikalischen Definitionsbereich (ξ, η) und im parametrischen Definitionsbereich (x, y) die Genauigkeit der Berechnungen am geringsten durch das gewählte Netz beeinflusst.

Die Berechnung des numerischen Modells erfolgt mit der Hilber-Hughes-Taylor-Methode mit einem konstanten Zeitinkrement von $5 \cdot 10^{-4}$ s. Dies entspricht etwa 2.700 Inkrementen pro Belastungszyklus.



4 Anwendung zur Berücksichtigung von effektiven Spannungen innerhalb des Kontaktes

Durch die Verwendung von CPE4-Kontinuumsselementen (ohne Freiheitsgrad für den Porenwasserdruck) zur Lösung des dynamischen Randwertproblems rechnet ABAQUS bei der implementierten Form des Materialmodells für die Integrations- bzw. Knotenpunkte in totalen Spannungen. Die Betrachtung des Porenwasserdrucks zur Ermittlung der effektiven Spannungen erfolgt nur innerhalb der User-Subroutine UMAT aufgrund der volumetrischen Dehnung und Steifigkeit des Wassers bzw. der Körner. Dies führt bei der Betrachtung von Kontaktproblemen zwischen Boden und Bauwerk aufgrund der dort ausgewerteten totalen Spannungen zu einer Überschätzung der Reibung zwischen beiden, solange positiver Porenwasserdruck vorhanden ist. Um dies aufzuzeigen, berücksichtigt man die Gleichung zur Ermittlung der Schubspannung innerhalb des Kontaktes (Uesegi und Kishida, 1986):

$$\tau = \mu \cdot \sigma'_n(t) = \mu \cdot (\sigma_n(t) - p(t))$$

wobei $\sigma'_n(t)$ die effektive, auf den Kontakt wirkende Normalspannung darstellt, $\sigma_n(t)$ die totale Normalspannung und $p(t)$ den Porenwasserdruck. Für positive Porenwasserdrücke wird durch den über die Berechnungszeit t konstanten Reibungskoeffizient μ die Schubspannung τ innerhalb des Kontaktes überschätzt (Vorzeichenkonvention der Geomechanik: Druck positiv). Dabei ergibt sich beispielsweise im Falle einer vollen Verflüssigung und somit $\sigma'_n = 0$ eine zu übertragende Schubspannung in der Kontaktfläche, obwohl ein schubspannungsfreier Fall vorliegen müsste.

Um diese Fehlinterpretation beheben zu können, wird im folgenden numerischen Modell eine Routine implementiert, um effektive Spannungen innerhalb des Kontaktes berücksichtigen zu können. Der Grundgedanke ist das Aufbringen zweier entgegengesetzter, sich im Gleichgewicht befindenden Belastungen (Flächenlasten) auf die beiden Seiten der Kontaktflächen analog zum wirkenden Porenwasserdruck, wodurch anstelle der totalen Spannung nur die effektive Spannung für die Kontaktberech-

nung wirkt. Damit dieser Lastfall innerhalb des Randwertproblems in jedem Zeitschritt aktualisiert wird, wurde die User-Subroutine DLOAD verwendet.

Diese Prozedur lässt sich in vier Teilschritte unterteilen:

- (1) Zunächst werden die benötigten Porenwasserdrücke von der Subroutine UMAT auf die Subroutine DLOAD übertragen, wofür analog zu Chrisopoulos (2018) ein temporärer „Array“ **STA_DLOAD** in die UMAT implementiert wird. In diesem Array werden für alle Elemente, welche den Kontakt des Bodens definieren, die Koordinaten x und y sowie der Porenwasserdruck für jeden Gausspunkt abgespeichert. Dieser Array kann anschließend in der Subroutine DLOAD angewandt werden, um die auf die Kontaktelemente aufzubringende Belastung festzustellen. Hierfür werden die abgespeicherten Koordinaten verwendet, um den der Kontaktfläche am nächsten liegenden Gausspunkt zu ermitteln.
- (2) Im zweiten Schritt wird die aufzubringende Belastung, welche dem Porenwasserdruck entspricht, unter Ansatz der Formfunktion auf den Lastangriffspunkt bestimmt. Dies erfolgt unter der Verwendung der Verhältnisse der Abstände zwischen den Gausspunkten.
- (3) Dieses Vorgehen wird mit allen Elementen, welche die Kontaktfläche des Bodens definieren, wiederholt und die so ermittelten Belastungen in einem anderen Array zwischengespeichert.
- (4) Im letzten Schritt werden die Belastungen auf der Bauwerksseite des Kontaktes ermittelt, so dass beide Lasten im Gleichgewicht sind. Die beschriebenen Schritte zwei bis vier sind in Abbildung 4-1 dargestellt.

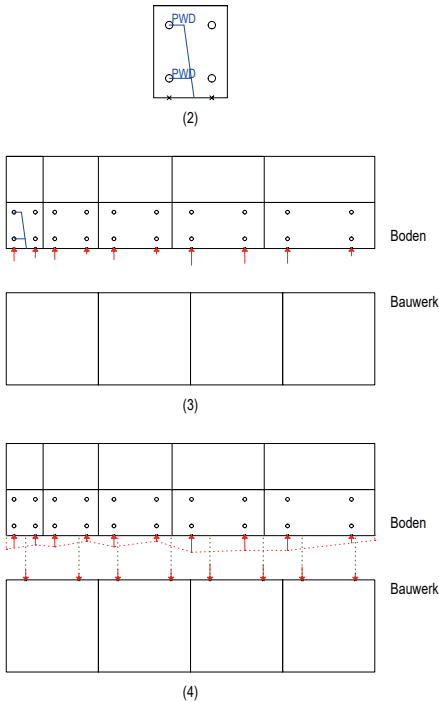


Abbildung 4-1: Darstellung der Funktionsweise der Methode, um mit effektiven Spannungen innerhalb des Kontaktes rechnen zu können; (2) Extrapolation des Porenwasserdrucks auf den Belastungspunkt; (3) Belastung der Kontaktfläche, welche durch den Boden definiert wird; (4) Bestimmung und Aufbringung der Belastung auf die Kontaktfläche, die durch das Bauwerk definiert ist.

5 Vergleich der Ergebnisse

Die zum Vergleich der numerischen und experimentellen Ergebnisse herangezogenen Größen sind die Tunnelhebungen, die Verflüssigungsrate r_u und der Porenwasserüberdruck in ausgewählten Punkten, welche in der Abbildung 2-1 für den Fall der Einbettung von $\frac{h}{d} = 1,1$ dargestellt sind. Für den Fall der tieferen Einbettung ($\frac{h}{d} = 1,5$) befinden sich die Punkte P_4 bis P_7 an derselben Stelle, lediglich die Punkte P_1 bis P_3 werden analog zum Bauwerk verschoben. Die Verflüssigungsrate r_u ist als das Verhältnis zwischen dem Inkrement des Porenwasserdrucks Δu und der effektiven Spannung vor Beginn der Belastung σ'_v definiert ($r_u = \frac{\Delta u}{\sigma'_v}$). Eine Verflüssigungsrate $r_u = 1$ bezeichnet somit eine volle Verflüssigung des Bodens.

Zunächst werden die Ergebnisse für die geringere Tiefenlage des Tunnels mit dem Beschleunigungspeak von $0,22g$ betrachtet. Der Vergleich der aufgetragenen und der experimentell gemessenen Eingangsbeschleunigung am Punkt P_7 ist in Abbildung 5-1 (unten) dargestellt. Die Zeit wird hierbei ab Beginn der dynamischen Beanspruchung gemessen. Der Vergleich der Ergebnisse der Tunnelhebung in Abbildung 5-1 (oben) zeigt eine gute Wiedergabe des Endwertes der Tunnelhebung. Ein Unterschied ist in der anfänglichen Hebungsrates des Tunnelbauwerkes erkennbar. Diese wird anfänglich von dem numerischen Modell überschätzt. Anschließend nimmt die Hebung in der Berechnung nicht mehr weiter zu, während sich der Tunnel in den Experimenten in den weiteren Zyklen mit einem annähernd gleichbleibenden Mittelwert kontinuierlich hebt. In den Berechnungen beginnt sich das Bauwerk im Vergleich zu den Experimenten bereits mit dem ersten Zyklus der dynamischen Beanspruchung zu heben. Damit überschätzt die numerische Simulation die experimentell beobachtete anfängliche Hebungsamplitude.

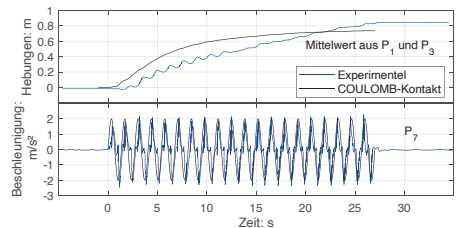


Abbildung 5-1: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Messungen der Tunnelhebung und der Eingangsbeschleunigung ($\frac{h}{d} = 1,1$)

Dies zeigt sich auch in den Ergebnissen des Porenwasserdruckes innerhalb der Sohle (P_3) in Abbildung 5-2 wieder und verdeutlicht die Abhängigkeit der Generierung des Porenwasserdruckes im Nahfeld von der dynamischen Bewegung des Bauwerkes. In der Firste (P_1) können die numerischen Simulationen die Verteilung des Porenwasserdruckes mit einer guten Übereinstimmung reproduzieren. Dies ist auch in der Ulme erkennbar (P_2).

Betrachtet man die Ergebnisse der Verflüssigungsrate im Fernfeld in Abbildung 5-3, ist eine hohe Übereinstimmung der numerischen Ergebnisse mit den Messungen erkennbar. Eine Abweichung zu



den gemessenen Werten ist in der Amplitude der Verflüssigungsrate r_u im Punkt P_4 erkennbar. Ein analoges Verhalten ist in den Ergebnissen der tieferen Einbettung des Tunnelbauwerkes ($\frac{h}{d} = 1,5$) mit dem Beschleunigungspeak von $0,22g$ zu erkennen. Aus diesem Grund wird für diesen Versuch exemplarisch nur der Vergleich der Hebungen in Abbildung 5-4 dargestellt.

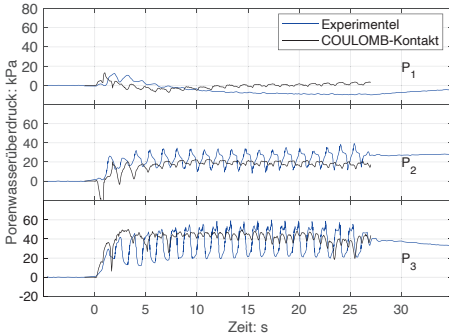


Abbildung 5-2: Vergleich der numerischen mit den experimentellen Ergebnissen des Porenwasserüberdruckes in der Firste (P_1), Ulme (P_2) und Sohle (P_3) des Bauwerkes ($\frac{h}{d} = 1,1$)

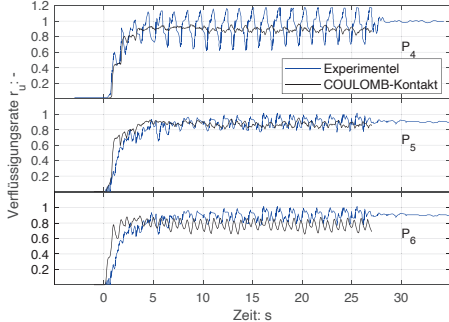


Abbildung 5-3: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Auswertungen der Verflüssigungsrate r_u ($\frac{h}{d} = 1,1$)

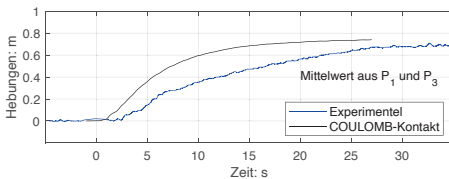


Abbildung 5-4: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Messungen der Tunnelhebung ($\frac{h}{d} = 1,5$)

Betrachtet man jetzt die Ergebnisse der tieferen Einbettung mit der geringeren dynamischen Belastung (Beschleunigungspeak von $0,10g$) in Abbildung 5-5, ist eine signifikante Unterschätzung der experimentell ermittelten Hebung erkennbar. Dies kann auf eine Unterschätzung der Porenwasserdrücke im Nahbereich des Bauwerkes durch das numerische Modell im Fall der niedrigeren Beschleunigung zurückgeführt werden. Diese Tendenz ist auch in den experimentellen Ergebnissen durch den niedrigeren Endwert der Hebungen erkennbar. Hierdurch ist der Akkumulation der Tunnelhebung maßgebend, welcher von Modell nur bedingt abgebildet werden kann.

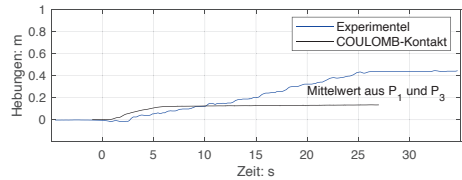


Abbildung 5-5: Vergleich der numerischen Ergebnisse mit den Messungen der Tunnelhebung für den Beschleunigungspeak von $0,10g$ ($\frac{h}{d} = 1,5$)

Im Allgemeinen zeigen die numerischen Simulationen unter Einsatz eines hochwertigen Materialmodells unter den unvermeidlichen Unschärfen der Parameterbestimmung eine sehr gute qualitative und eine zufriedenstellende quantitative Übereinstimmung mit den experimentellen Ergebnissen. Die Abweichungen zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen in Hinblick auf die zeitliche Entwicklung des Porenwasserdrucks und der daraus folgenden Entwicklung der Verschiebungen müssen jedoch näher untersucht werden. Ein möglicher Grund für den Unterschied zwischen der gemessenen und der berechneten maximalen Tunnelhebung ist die vereinfachte Annahme undrainierter Bodenverhältnissen während der Anregung. Es ist nicht auszuschließen, dass im Experiment tatsächlich ein partieller Abbau von Porenwasserüberdrücke während der Anregung aufgetreten ist, die die beobachtete Entwicklung der Hebungen beeinflusst hat. Diese kann in der vorliegenden Simulation nicht abgebildet werden.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Ergebnisse der FE-Berechnung eines Tunnelbauwerkes im gesättigten Sand unter dynamischer Beanspruchung wurden mit experimentellen Ergebnissen aus Zentrifugenversuchen mit einer Laminar Box verglichen. Das Hauptaugenmerk lag hierbei auf den Vergleich der aus der Verflüssigung des Baugrunds resultierenden Hebungen des Bauwerkes.

Zusammenfassend können die numerischen Ergebnisse die Tendenzen der gemessenen Werte realistisch wiedergeben. Für größere Eingangsbeschleunigungen und somit einer vollen Verflüssigung des Bodens um das Bauwerk ergibt sich eine gute Übereinstimmung der gemessenen und der berechneten maximalen Tunnelhebung. Das nicht zufriedenstellende Ergebnis für die geringere Eingangsbeschleunigung verdeutlicht die Notwendigkeit der Weiterentwicklung der verwendeten numerischen Modelle. Diese umfassen neben der Berücksichtigung der Po renfluidströmung und somit einer gekoppelt-dynamische Berechnung (z. B. mittels einer up Formulierung) eine genauere Betrachtung des Kontaktverhaltens zwischen Boden und Bauwerk.

Beides erfolgt im Rahmen von TUNLIQ, eines von der DFG geförderten Forschungsvorhabens in Kooperation mit der Tongji Universität in Schanghai. Erste Fortschritte in der Kontaktmodellierung konnten bereits erzielt werden. Dabei wird das Kontaktmodell von Stutz et al. (2016), das die Simulation des Kontaktverhaltens mit dem für den umliegenden Boden verwendeten Stoffmodell anstelle der bisher angesetzten Coulomb-Reibung ermöglicht, erweitert. Ein sich daraus ergebender Vorteil ist die Verwendung der kalibrierten Materialparameter des Bodens auch im Bereich der Kontaktfläche.

Vorläufige Simulationen des in diesem Beitrag betrachteten Randwertproblems mit dem erweiterten Kontaktmodell unter Verwendung des in Kapitel 3.2 beschriebenen Materialmodells sind beispielsweise für den Tunnel mit der tieferen Lage und dem Beschleunigungspeak von $0,10g$ in Abbildung 6-1 dargestellt.

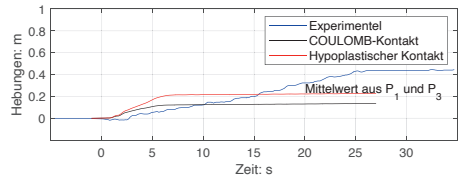


Abbildung 6-1: Vergleich der numerischen Ergebnisse unter Betrachtung verschiedener Kontaktmodelle mit den Messungen der Tunnelhebung für den Beschleunigungspeak von $0,10g$ ($\frac{1}{g} = 1,5$)

Obwohl eine Verbesserung der Prognose mit dem erweiterten Kontaktmodell erreicht werden konnte, werden für die Modellierung des Kontaktverhaltens durch dieses Modell noch Annahmen getroffen, die im Laufe des Forschungsvorhabens anhand von Interface-Versuchen mit einem neuen Interface-Gerät experimentell überprüft und validiert werden müssen.

Literaturverzeichnis

- Chian, S. C., Tokimatsu, K., & Madabhushi, S. P. G. (2014). Soil liquefaction – induced uplift of underground structures: physical and numerical modeling. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 140(10), 04014057.
- Chou, J. C., Kutter, B. L., Travararou, T., & Chacko, J. M. (2011). Centrifuge modeling of seismically induced uplift for the BART transbay tube. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 137(8), 754-765.
- Chrisopoulos, S. (2018). Contributions to the Numerical Modelling of Vibratory Pile Driving in Saturated Soil (Doctoral dissertation, Fakultät für Bauingenieur-, Geo- und Umweltwissenschaften des Karlsruher Instituts für Technologie (KIT)).
- DIN ISO 8037-1:2003-05, Optik und optische Instrumente – Mikroskope; Objektträger – Teil 1: Maße, optische Eigenschaften und Kennzeichnung (ISO 8037-1:1986)
- Hu, J., Chen, Q., & Liu, H. (2018). Relationship between earthquake-induced uplift of rectangular underground structures and the excess pore water pressure ratio in saturated sandy soils. *Tunnelling and Underground Space Technology*, 79, 35-51.



Koseki, J., Matsuo, O., & Koga, Y. (1997). Uplift behavior of underground structures caused by liquefaction of surrounding soil during earthquake. *Soils and Foundations*, 37(1), 97-108.

Lanzano, G., Bilotta, E., & Russo, G. (2008). Tunnels under seismic loading: a review of damage case histories and protection methods. *Strategies for reduction of the seismic risk*, Publisher StreGa, 65-75.

Mitrani, H. (2006). Liquefaction remediation techniques for existing buildings (Doctoral dissertation, University of Cambridge).

Niemunis, A., & Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 2(4), 279-299.

Stutz, H., Mašin, D., & Wuttke, F. (2016). Enhancement of a hypoplastic model for granular soil-structure interface behaviour. *Acta Geotechnica*, 11(6), 1249-1261.

Tsinidis, G., de Silva, F., Anastasopoulos, I., Bilotta, E., Bobet, A., Hashash, Y. M., ... & Fuentes, R. (2020). Seismic behaviour of tunnels: From experiments to analysis. *Tunnelling and underground space technology*, 99, 103334.

Tsinidis, G., Pitolakis, K., & Trikalioti, A. D. (2014). Numerical simulation of round robin numerical test on tunnels using a simplified kinematic hardening model. *Acta Geotechnica*, 9(4), 641-659.

survey 2019 (ita-aites) — mtr, 21.07.2021.

Uesugi, M., & Kishida, H. (1986). Frictional resistance at yield between dry sand and mild steel. *Soils and foundations*, 26(4), 139-149.

Von Wolffersdorff, P. A. (1996). A hypoplastic relation for granular materials with a predefined limit state surface. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials: An International Journal on Experiments, Modelling and Computation of Materials and Structures*, 1(3), 251-271.

Eine Methode zur Prognose von Bodenbewegungen auf Tagebaukippen unter Einbeziehung raum-zeitlich dichter Monitoringdaten

Dipl.-Ing. Natalie Merkel, Technische Universität Bergakademie, Freiberg

Im Zuge des Kohleausstiegs in Deutschland rückt die Nachnutzung der Kippenflächen häufiger ins öffentliche Interesse. Aufgrund der Inhomogenität des Materials innerhalb einer Tagebaukippe lassen sich bislang kaum Vorhersagen in Bezug auf das Bewegungsverhalten der Böden treffen. Im EU-Projekt Trim4Post-Mining entwickelt die Technische Universität Bergakademie Freiberg zusammen mit anderen Partnern aus Industrie und Wissenschaft ein Vorhersagemodell, um das Setzungsverhalten und die Setzungsfließgefährdung anhand von bestehenden Kippenmodellen und Bewegungsprofilen der vergangenen Jahre prognostizieren zu können. Als Fallbeispiel wurde eine Tagebaukippe im Mitteldeutschen Braunkohlerevier gewählt.

Über das bestehende Haldenmodell ist bekannt, aus welcher geologischen Schicht das Material wo auf der Kippe liegt. Durch eine Clusteranalyse lässt sich dieses Modell um die bodenmechanischen Eigenschaften der gewachsenen Schichten erweitern. Anhand von Bewegungsmessungen mittels Satelliten können die Bewegungsprozesse der letzten Jahre nachvollzogen werden. Mit Zusammenführung der Cluster- und der Bewegungsdaten erfolgt eine inverse Modellierung, um die Bewegungen der vergangenen Jahre zu prognostizieren und damit das ein komplexreduziertes Vorhersagemodell zu kalibrieren.

1 Einleitung

Kohle zählt nach wie vor in Deutschland als wichtigster Energieträger [1]. Dennoch soll bis Ende 2038 eine Energiewende erfolgen und Deutschland gänzlich unabhängig von der Braunkohle machen. [2] Im Zuge dessen werden Tagebaue, die heute noch zur Braunkohlenförderung genutzt werden, geschlossen und rekultiviert werden müssen. Derzeit werden ca. 55.000 ha Fläche innerhalb Deutschlands für Braunkohlentagebaue beansprucht [3] und ca. 105 Mio. t jährlich abgebaut [4]. Mit einem durchschnittlichen Abraum zu Kohleverhältnis von 3,0 bis 6,0 [5] müssen pro Jahr ca. 300 bis 600 Mio. t Abraum bewegt und verkippt werden.

Auch wenn der Großteil der Kippenflächen der Agrar- und Forstwirtschaft zurückgeführt wird, werden Baumaßnahmen stattfinden, um Wohn- oder Freizeitbereiche zu schaffen. Bauvorhaben auf Kippenflächen stellen eine erhöhte Schwierigkeit dar, da das Verhalten des Untergrundes nicht wie bei gewachsenem Gelände bewertet werden kann. Zahlreiche Autoren befassten sich bereits mit diesem Thema, alle von einer unterschiedlichen Da-

tenbasis bzw. einer anderen Modellvorstellung ausgehend.

Der Großteil stütze sich auf ein vorhandenes geologisches Modell, welches durch zusätzliche Proben und Laborversuche unterstützt wurde. Al Hamdan [6], Diener [7] und Zevgolis et al. [8] beschäftigten sich dabei mit einer konkreten Tagebaukippe in der Lausitz bzw. in Griechenland, während Vogt, Birle und Vinzelberg [9] ihre Berechnungen an einer fiktiven Tagebaukippe durchführten.

Weißbach [10] befasste sich ebenfalls mit einer realen Kippe aus dem Lausitzer Revier, wertete jedoch ausschließlich Bewegungsdaten aus, um eine Setzungsfließgefährdung zu bewerten.

Eine Kombination von geologischen und Vermessungsdaten wurde lediglich von Fokker et al. für die Vorhersage von Bodenbewegungen über der Gaslagerstätte Groningen verwendet. [11]

Im Zuge des Trim4Post-Mining Projektes des European Funds of Coal and Steel wird für eine Tagebaukippe des Mitteldeutschen Braunkohlereviers eine modellhafte Bodenbewegungsprognose erstellt. Im Vergleich zu bisherigen Arbeiten stehen



diesem Projekt eine Vielzahl an sowohl Bewegungs- als auch an bodenmechanischen Daten zur Verfügung, wodurch eine großflächige Setzungs- vorhersage mittels einer inversen Modellierung ermöglicht wird.

Zielstellung ist zunächst die Analyse und Auswertung der komplexen Datenbasis für jeden Datensatz separat und die anschließende Zusammenführung der Daten mithilfe eines Clustermodells. Anhand der bodenmechanischen Daten lassen sich Bewegungsprozesse abschätzen und auf einem gewissen Zeitpunkt in der Vergangenheit datieren. Über die Bewegungsdaten lassen sich diese Bewegungen mit den tatsächlichen Bewegungen vergleichen und über inverse Modellierung lässt sich ein komplexreduziertes Vorhersagemodell entwickeln, um zukünftige Bewegungsprozesse auf nicht gewachsenem Gelände prognostizieren zu können.

2 Datenbasis

Aus jahrelangen Erkundungsbohrungen existiert ein großer Datensatz an bodenmechanischen/geologischen Daten. Für die Bewegungsanalyse steht eine Vielzahl unterschiedlicher Messdaten zur Verfügung. Die Verbindung der beiden Datensätze ist über ein Haldenmodell möglich.

2.1 Bodenmechanische Daten

Insgesamt liegen Informationen über 1400 Bodenproben mit unterschiedlichen bodenphysikalisch relevanten Parametern vor. Die meisten Proben enthalten Daten einer Sieb- und Schlämmanalyse, sodass ein großes Netz an Kornverteilungen existiert. Der Großteil dieser Proben besitzt zudem Ergebnisse aus Scherfestigkeitsversuchen und Daten über Plastizität und Korngerüst.

2.2 Vermessungsdaten

Die zur Verfügung stehen Messdaten basieren auf drei unterschiedlichen Verfahren: ein auf luftgestützter Photogrammetrie basierendes digitales Geländemodell (DTM), Daten eines AirBorne-Laser-

scanners und InSar-Satellitendaten, die von Airbus bereitgestellt worden. Die Daten unterscheiden sich sowohl in Genauigkeit, als auch in Datenmenge und Messhäufigkeit. Während sowohl für das digitale Geländemodell als auch mit dem AirBorne-Laserscanner nur halb- bzw. jährliche Messungen erfolgen, stehen InSar-Daten als Zeitreihe aller drei bis vier Tage zwischen 2017 und 2021 zur Verfügung. Durch die ebenfalls deutlich höhere Messgenauigkeit von 1 – 2 mm/a [12] im Vergleich zu 15 – 30 cm [13] des Laserscanners, wird sich im weiteren Verlauf dieser Arbeit nur mit den Daten aus den Satellitenmessungen befasst.

2.3 Haldenmodell

Mit dem Haldenmodell kann die Position eines Materials, das im Tagebauprozess bewegt wird, zu jedem Zeitpunkt bestimmt werden. Einflussgebend dafür ist ein geologisches Modell des Tagebaus sowie die digitale Geräteüberwachung im Abbaubereich und auf der Kippe. Die Voxel des Haldenmodells verfügen über Informationen über die spezifische Geometrie (Koordinaten), den Schützzeitpunkt und eine Einteilung in insgesamt 78 stratigraphischen Einheiten, wovon 29 für die zu untersuchende Kippe relevant sind.

3 Methodik

3.1 Aufbereitung der bodenmechanischen Daten

Die im Haldenmodell erwähnten stratigraphischen Einheiten sind ebenso in den bodenmechanischen Daten verfügbar. Darüber lassen sich später die Modelle miteinander verbinden. Innerhalb der stratigraphischen Einheiten variiert die Anzahl der zuordenbaren Bodenproben von einer Probe bis 375 Proben. Aufgrund der erfolgten Laborarbeiten kann jede Probe nach DIN 18196 bzw. DIN EN ISO 14688-2 in eine Bodenklasse klassifiziert und die stratigraphischen Einheiten dementsprechend sortiert werden. Durch die Koordinaten einer jeden Probe konnten Proben, die dem gleichen Bohrloch entstammen ebenfalls zusammengefasst werden. Die statistische Analyse pro Bohrloch und Bodenklasse

ergab einen unteren und oberen Erwartungswert für jeden vorhandenen Parameter. Der Großteil, der in den Laborversuchen ermittelten Parameter liegen innerhalb der beiden Erwartungswerte. Somit konnten für jede stratigraphische Einheit für die jeweilig vorkommenden Bodenklassen Parameterbereiche aller Laborwerte festgelegt werden und anhand der Häufigkeit des Vorkommens der einzelnen Bodenklassen, eine Hauptbodenklasse für jede stratigraphische Einheit gefunden werden.

3.2 Analyse der Vermessungsdaten

Anhand der in einem Geoinformationssystem visualisierten Bewegungsdaten konnten der zeitliche Verlauf der Kippe nachvollzogen werden. Die ersten Schüttungen fanden 2013 statt und dauern bis heute an. Um die Bewegungsdaten gut auswerten zu können, wurde der Bereich der Kippe ausgewählt, welcher bis Ende 2015 fertiggestellt war. Die Aufteilung des Bereiches erfolgte in Anlehnung an die Kippleistung eines Absetzers pro Tag in 100 m x 100 m Quadrate. Die Datendichte der einzelnen Quadrate schwankt zwischen fünf und 47 Datenpunkten. Jeder Datenpunkt enthält eine Zeitreihe mit vertikalen Messungen ausgehend vom 4. Januar 2017 als Startdatum bis zum 01. April 2021.

Für jedes Quadrat fand eine statistische Analyse aller sich im Quadrat befindenden Datenpunkten statt, sodass ein generalisierter Bewegungsverlauf des Quadrates dargestellt werden kann. Mithilfe linearer Regression wurde für jedes Jahr seit Beginn der Aufzeichnung eine Bewegungsrate berechnet und der Setzungsverlauf abgebildet.

3.3 Aufbereitung des Haldenmodells

Das ursprünglich zur Verfügung gestellte Haldenmodell verfügte über 740.456.233 Voxel bzw. Blöcke in der Größe von 1 m³. Zur Vereinfachung und zur Verkürzung der Rechenzeit wurden die Blöcke auf 5 m³ vergrößert und damit die Anzahl der Voxel auf 5.903.604 reduziert. Als erster Schritt konnte über verschiedene Clusterverfahren Bereiche in der Kippe gefunden werden, die einer stratigraphi-

schen Einheit angehören. Die besten Ergebnisse erzielte dabei der k-Means-Algorithmus.

Mithilfe der zuvor aufbereiteten bodenmechanischen Daten wurde im zweiten Schritt eine Clusteranalyse in Bezug auf die Bodenklassen nach DIN 18196 durchgeführt, um Homogenbereiche in der Kippe zu finden.

4 Vorläufige Ergebnisse

Im Vergleich der einzelnen Datensätze untereinander werden erste Auffälligkeiten sichtbar.

Im südöstlichen Bereich des betrachteten Bereiches der Kippe sind die Bewegungen am höchsten. Im Vergleich mit der Kippmächtigkeit fällt auf, dass in diesem Gebiet das gewachsene Gelände mit 40 – 45 m am tiefsten unter der Tagesoberfläche liegt. Daraus lässt schließen, dass die Bewegungen an der Oberfläche abhängig von der Mächtigkeit des geschütteten Materials sind.

Ebenso auffällig ist der Verlauf der Bewegungen über die einzelnen Jahre und über die Position des Quadrates innerhalb der Kippe. Die Bewegungen nehmen mit der Liegezeit ab und mit Entfernung zum gewachsenen Kippenrand zu. Es ist demnach davon auszugehen, dass sich das Material kurz nach seiner Einbringung sich anfangs stärker setzt und die Geschwindigkeit im Laufe der Jahre abnimmt. Gleichzeitig spielt es eine Rolle, wie weit das Material von stabilem gewachsenem Material entfernt liegt, welches eine stützende Wirkung auf das geschüttete Material zu haben scheint.

5 Ausblick

Über das geclusterte Haldenmodell können Homogenbereiche in der Kippe ausfindig gemacht werden und Bereiche, die besonders Setzungs- bzw. Setzungsfleißgefährdet dargestellt werden. Für die festgelegten Quadrate aus der Bewegungsanalyse kann pro Quadrat eine Setzung für einen bestimmten Zeitpunkt mittels der Parameter aus Haldenmodell berechnet werden. Diese Setzung ist mit der



tatsächlichen Setzung abzugleichen und die Parameter, die in die Berechnungsformel eingegangen sind, soweit anzupassen, dass die berechnete mit der tatsächlichen Setzung übereinstimmt. Anhand der Differenz der Parameter können Abminderungsfaktoren gefunden werden, die das unterschiedliche Verhalten von gewachsenem und gekippten Material angeben. Über diese inverse Modellierung können anschließend Setzungen auf Tagebaukippen zukünftig prognostiziert werden.

6 Zusammenfassung

Durch eine Vielzahl an Daten unterschiedlicher Art ist es möglich, eine Setzungsverhalten von Tagebaukippen abzubilden. Über Satellitenmessungen konnten Bewegungsraten abgebildet und diese mit der Geometrie der Kippe verglichen werden. Es ist eine Abhängigkeit der Setzungsraten von der Liegezeit der Kippe, der Kippmächtigkeit und der Position des Materials innerhalb der Kippe aufgefallen. Im Weiteren wird die Abhängigkeit der Setzung von den Materialien in der Kippe betrachtet und darauf basierend mit einer inversen Modellierung das Setzungsverhalten nachträglich abgebildet. Dadurch können die Parameter auf der Kippe im Vergleich zum Gewachsenen angepasst und für spätere Berechnungen genutzt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] Destatis (2021). *Stromerzeugung im 3. Quartal 2021: Kohle weiter wichtigster Energieträger*. Wiesbaden: Pressemitteilung Nr. 572
- [2] Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz, nukleare Sicherheit und Verbraucherschutz (2020). *Kohleausstiegsgesetz*.
- [3] Umweltbundesamt (2021). *Daten und Fakten zu Braun- und Steinkohlen – Stand und Perspektiven 2021*. Dessau-Roßlau, ISSN 1862 – 4804, S. 79
- [4] Enerdata (2021). *Globales Energie- und Klimastatistik – Jahrbuch 2021*.
- [5] Öko-Institut (2017). *Die deutsche Braunkohlenwirtschaft. Historische Entwicklungen, Ressourcen, Technik, wirtschaftliche Strukturen und Umweltauswirkungen*. Studie im Auftrag von Agora Energiewende und der European Climate Foundation, Version 1.2, Mai 2017, S. 63
- [6] Al Hamdan (1996). *Senkungsprognose für Kippen des Braunkohlebergbaues – Abschlussbericht – Teil 2: Modellierung von Tagebaukippen*. Freiberg: Technische Universität Bergakademie, Institut für Geotechnik, Abteilung Bodenmechanik
- [7] Diener (1996). *Senkungsprognose für Kippen des Braunkohlebergbaues – Abschlussbericht – Teil 3: Sackungen*. Freiberg: Technische Universität Bergakademie, Institut für Geotechnik, Abteilung Bodenmechanik
- [8] Zevgolis, Ioannis E.; Koukouzas, Nickolaos C.; Roumpos, C.; Deliveris, Alexandros V.; Marshall, Alec M., (2019). *Evaluation of geotechnical property variability: the case of spoil material from surface lignite mines*. Safe Kozani: 5th International Conference on Civil Protection & New Technology
- [9] Vogt, S.; Birle, E.I.; Vinzelberg, G., (2014). *Zeitabhängige Setzungen von Sand und FE-Simulationen einer Tagebaukippe*. München: Technische Universität, Zentrum Geotechnik RWE Power AG, Gebirgs- und Bodenmechanik
- [10] Weißbach, J. (2019). *Risikobeurteilung von Bodenverflüssigungsereignissen auf Innenkippen des Lausitzer Braunkohlereviere*. Freiberg: Technische Universität Bergakademie, Fakultät für Geowissenschaften, Geotechnik und Bergbau
- [11] Fokker, P.A.; Visser, K.; Peters, E.; Kunakbayeva, G.; Muntendam-Bos, A.G. (2012). *Inversion of surface subsidence data to quantify reservoir compartmentalization: A field study*. Utrecht: Journal of Petroleum Science and Engineering 96 – 97 (2012) 10 – 21

- [12]John, A. (2021). *Monitoring of Ground Movements Due to Mine Water Rise Using Satellite-Bases Radar Interferometrie – A Comprehensive Case Study for Low Movement Rates in the German Mining Area Lugau/Oelsnitz*. Freiberg: TU Bergakademie, Institute of Mine Surveying and Geodesy
- [13]Hessische Verwaltung für Bodenmanagement und Geoinformation (2022). *Luftgestütztes Messverfahren, Airborne Laserscanning (ALS)*. URL: <https://hvbg.hessen.de/geoinformation/landesvermessung/geotopographie/3d-daten/airborne-laserscanning-als> (Stand 16.05.2022)



Ein Ansatz zum Nachweis der Gesamtstandsicherheit mit pfahlartigen Traggliedern

Dr.-Ing. Roland Gömmel, Ostbayerische Technische Hochschule, Regensburg

Stabilisierungssäulen (StS) sind hydraulisch gebundene, schlanke, pfahlartige Tragglieder und werden zunehmend als Alternative zu Pfahlgründungen oder Bodenaustauschverfahren angewandt. Aufgrund der fehlenden Bewehrung sowie der im Vergleich zu Pfählen häufig geringeren Durchmesser weisen StS bei Querbeanspruchungen, z. B. infolge Gleitkörperbewegungen, Versagensmechanismen auf, welche im Regelfall beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit nicht durch die Annahmen der vorhandenen Ansätze abgedeckt sind; Der Beitrag von StS beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit wird infolgedessen häufig überschätzt. Im vorliegenden Beitrag werden Untersuchungen zum lateralen Tragverhalten von StS erläutert, grundlegende mechanische Zusammenhänge für den Entwurf aufgezeigt sowie ein Ansatz zur Berücksichtigung StS-typischer Versagensmechanismen beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit vorgestellt.

1 Einleitung

Stabilisierungssäulen (StS) werden im Allg. zur Überbrückung gering tragfähiger Schichten, bzw. zur Ableitung von Lasten in tieferliegende, tragfähigere Schichten angewandt. Die Tragglieder werden hierbei zur Reduktion von Setzungen verwendet, wobei die Standsicherheit der Gründung häufig auch ohne die Tragglieder erbracht werden kann.

Gelingt es nicht, die Standsicherheit der Gründung ohne die Tragglieder nachzuweisen, dienen diese per Definition darüber hinaus der Erhöhung der Standsicherheit [1]. Der Nachweis der Gesamtstandsicherheit ist zumindest in diesem Fall unter Berücksichtigung der zusätzlichen Widerstände der Tragglieder zu erbringen.

Weltweit existieren hierzu verschiedene Ansätze, welche in ihrem Ursprung auf die Berücksichtigung von Pfählen, granularen Säulen oder relativ weichen Kalk-, bzw. Kalk-Zement-Säulen zurückzuführen sind. Die üblicherweise in Deutschland angewandten Verfahren zur Herstellung von StS erzeugen jedoch Säulen, welche zu den vorab genannten Traggliedern teils erhebliche Abweichungen u. a. hinsichtlich des Durchmessers und der Festigkeiten aufweisen. Für einen Überblick zu den verschiedenen StS-Typen und deren charakteristischen Kennwerten wird auf [2] verwiesen.

Nicht zuletzt durch die nicht vorhandene Bewehrung weisen StS bei Beanspruchungen quer zur Traggliedachse, wie beispielsweise beim Gelände- oder Grundbruch, Versagensmechanismen auf, welche nicht durch die Annahmen der bestehenden Ansätze erfüllt werden. Im vorliegenden Beitrag wird daher das Verhalten hydraulisch gebundener, unbewehrter, pfahlartiger Tragglieder unter Querbeanspruchung erläutert und ein Ansatz zur Quantifizierung und Berücksichtigung der Traggliedwiderstände beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit aufgezeigt.

2 Stand der Forschung und Technik, Regeln der Technik

In den weltweit verschiedenen Ansätzen werden StS beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit in der Regel indirekt berücksichtigt, z. B. in den nationalen Regelwerken nach [3], [4], [5], bzw. in den internationalen Empfehlungen nach [6] und [7]. Eine indirekte Berücksichtigung der StS ist auch nach dem bestehenden CSV-Merkblatt der DGGT [8] vorgesehen. Die indirekte Berücksichtigung der zusätzlichen Widerstände aus den StS erfolgt über eine flächen- oder lastanteilige Mittelung der Scherfestigkeiten von Boden und Traggliedern im Lamellen- oder Blockgleitverfahren.



Durch die implizite Annahme eines homogenen Scherversagens von Boden und Traggliedern wird der Beitrag der Tragglieder in der Regel stark überschätzt, da bei StS anstelle des Abscherens meist andere Versagensmechanismen mit geringeren Widerständen maßgebend werden.

Die deutsche Norm DIN 4084 sieht bei pfahlartigen Traggliedern zudem die Möglichkeit zur Berücksichtigung als Dübel vor, wobei von einem Abscheren, bzw. einem Herausziehen oder Eindringen der Tragglieder ausgegangen wird. Demgegenüber berücksichtigt das japanische Regelwerk [9] eine Translation unterhalb, bzw. ein homogenes Scherversagen innerhalb des verbesserten Bodenblocks.

In Frankreich wird die Art des Versagensmechanismus komplett vernachlässigt. Nach [10] werden die Widerstände von StS im Lamellenverfahren jeweils nur in Form von Einzelkräften am Traggliedkopf oder am Schnittpunkt mit der Gleitfuge berücksichtigt, wobei hierbei nur die StS-Kopf-, bzw. Normalkraft berücksichtigt wird.

Nach dem schwedischen Ansatz für weiche Bodenmischsäulen nach [11], bzw. [12] sind die neun, in Abbildung 2-1 dargestellten Versagensmechanismen zu untersuchen. Der tangential zur Gleitfugenrichtung orientierte Traggliedwiderstand wird hierbei auf eine Normalkraftkomponente $N(z)$ sowie eine Querkraftkomponente $Q(z)$ zurückgeführt (Gl. (7)).

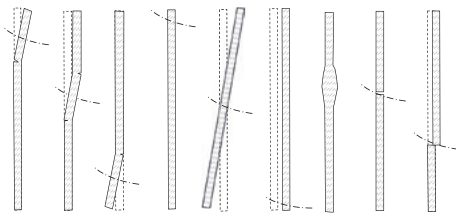


Abbildung 2-1: Versagensmechanismen nach [12]

Für jeden Versagensmechanismus wurden Formeln zur Quantifizierung des maximalen Querkraftwiderstands $Q(z)$ im Versagensfall aufgestellt. Die Quantifizierung von $Q(z)$ erfolgt überwiegend als Funktion des am Traggliedmantel maximal aktivierbaren la-

teralen Fließdrucks, welcher vom Anwender abzuschätzen ist. Aufgrund der Unsicherheit bei der Abschätzung des maximal aktivierbaren Fließdruckes ist auch die Bestimmung der maximalen Traggliedwiderstände mit deutlichen Unsicherheiten behaftet.

Im neu erscheinenden Eurocode 7-3 ([1]) sind StS als Baugrundverbesserungen in Kapitel 11 geregelt. Demnach sind die in Deutschland hergestellten StS-Typen überwiegend als Baugrundverbesserung des Typs BII zu klassifizieren. Für jedes einzelne BII-Tragglied ist der Kräfteverlauf und die Lage der neutralen Ebene zu ermitteln. Beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit sind die einzelnen Tragglieder zu berücksichtigen, wobei unter anderem der Versagensmechanismus des Abbrechens zu untersuchen und zu berücksichtigen ist.

3 Strukturierung der Problemstellung

Anhand der vorab erläuterten Ansätze wird ersichtlich, dass weltweit zahlreiche unterschiedliche Ansätze zur Berücksichtigung von StS beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit existieren.

In [13] wurden mittels Dimensionsanalyse die grundsätzlichen Zusammenhänge der einzelnen Versagensmechanismen des skandinavischen Ansatzes nach [12] untersucht und herausgearbeitet, unter welchen Bedingungen welche Versagensmechanismen zu erwarten sind.

3.1 Vereinfachtes Strukturmodell und abgeleitetes mechanisches Modell

Es wurde ein vereinfachtes analytisches Strukturmodell in Anlehnung an [14] entwickelt, in welchem der mechanische Zusammenhang zwischen dem aktivierbaren Fließdruck und den aktivierbaren Traggliedwiderständen in Abhängigkeit der wesentlichen mechanischen und geometrischen Einflussgrößen zu quantifizieren ist.

Das Strukturmodell wurde hierbei so gewählt, dass dieses auf die Randwertprobleme des Böschungsbruchs sowie des Grundbruchs gleichermaßen anwendbar ist. Das Prinzip des Strukturmodells ist in Abbildung 3-1 dargestellt.

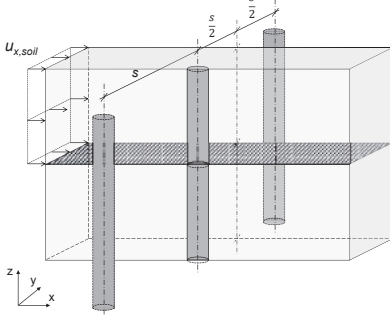


Abbildung 3-1: Prinzip des Strukturmodells

Beim Strukturmodell handelt es sich vereinfacht um eine vertikale Säule in homogenem Boden, welche infolge horizontaler Bodenverschiebung in der oberen Modellhälfte, passiv senkrecht zur Säulenachse horizontal beansprucht wird. Aufgrund der Symmetriebedingung erweitert sich das Modell zu einer Säulenreihe mit einem Achsabstand von bis zu $s = 20 \cdot D$ orthogonal zur Richtung der Gleitkörperbewegung.

Infolge des aus der horizontalen Bodenbewegung der oberen Modellhälfte resultierenden Fließdruckes wird das Tragglied in diesem Bereich passiv beansprucht. Aufgrund der Biegesteifigkeit und der hieraus resultierenden initialen Verdrehung des Traggliedes wird dieses in der unteren Modellhälfte gegen den unbewegten Boden gedrückt, woraus eine entgegengesetzte Einwirkung infolge des hier aktivierten Fließdruckes bewirkt wird.

In Abhängigkeit der tiefenabhängigen Boden- Tragglied-Relativverschiebung werden die Bettungs- spannungen- und demnach die Einwirkungen über die Säulenlänge unterschiedlich stark aktiviert (Abbildung 3-2). Die maximale Querkraft ergibt sich im Bereich der Gleitfuge. Die maximalen Biegemomente ergeben sich in positivem, bzw. negativem Betrag knapp unterhalb, bzw. oberhalb der Gleitfuge.

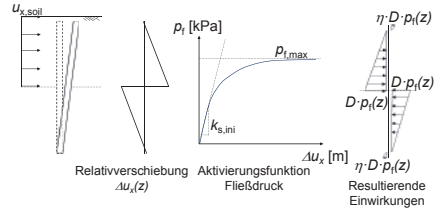


Abbildung 3-2: Mechanisches Modell zur Aktivierung der Einwirkungen im Strukturmodell

3.2 Substrukturmodell I – Aktivierung der seitlichen Traggliedbettung

Die Aktivierung der Traggliedschnittkräfte ist nach Abb. 3-2 eine Funktion der Aktivierung des seitlichen Fließdruckes, welcher wiederum von der Boden-Tragglied-Relativverschiebung abhängig ist. Die Aktivierungsfunktion des Fließdruckes wird üblicherweise mit p - y -Funktionen, z. B. nach [15], [16] beschrieben.

Da SiS im Regelfall bereits bei sehr geringen Relativverschiebungen durch Abbrechen versagen, erfolgt die Formulierung im vorliegenden Ansatz, entgegen der in der Praxis weitverbreiteten Formulierung der p - y -Kurven, explizit in Abhängigkeit des initialen Proportionalitätsfaktors $k_{s,ini}$ bei geringen Relativverschiebungen.

Zur Quantifizierung der Aktivierungsfunktion in Abhängigkeit der Geometrie (Gruppenwirkung) wurden zweidimensionale numerische Untersuchungen mit PLAXIS 2D 2016 ausgeführt. Das Modellierungsprinzip folgt hierbei [17] und ist in Abbildung 3-3 dargestellt.

Es wurde ein ebenes Umfließen eines kreisrunden Säulenquerschnittes simuliert. Im Rahmen der ausgeführten Modellierungen wurde undrainiertes Verhalten des Bodens berücksichtigt. Die Modellierung des Bodens erfolgte mit dem Hardening-Soil-Model, undrained B.

Der Einfluss der Gruppenwirkung orthogonal, bzw. tangential zur Verschiebungsrichtung des Bodens wurde durch Variation der Modellbreite $s/2$, bzw. durch Anordnung mehrerer Säulenquerschnitte hin-



tereinander untersucht.

Der Fließdruck p_f wurde aus der globalen Kraft F_x des numerischen Modells, bzw. aus Integration und vektorieller Umrechnung der Interfacespannungen abgeleitet. Die allseitig am Tragglied einwirkenden Spannungsänderungen wurden hierbei zu einer resultierenden Spannungsänderung zusammengesetzt.

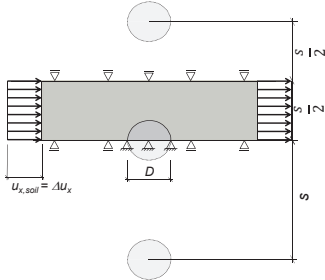


Abbildung 3-3: Modellanschnitt des numerischen Substrukturmodells I zur Untersuchung der Aktivierung der lateralen Traggliedbettung

Die von der Boden-Tragglied-Relativverschiebung Δu_x abhängige Aktivierung der lateralen Bettungs-spannung $p_f(\Delta u_x)$ kann, unter Berücksichtigung der Gruppenwirkung, durch eine hyperbolische Funktion beschrieben werden (vgl. Abbildung 3-2).

$$p_f(\Delta u_x) = \frac{1,1 \cdot p_{f,a}}{1 + k_{s,ini} \cdot \Delta u_x} \leq p_{f,max} \quad (1)$$

mit

$$k_{s,ini} = \frac{1,8 \cdot E_{50, Triax}}{D} \cdot \left[0,54 \cdot \left(\frac{E_{ur}}{E_{50, Triax}} \right) + 0,37 \right] \cdot \left[4,27 \cdot \left(\frac{s_{quer}}{D} \right)^{-0,43} \right] \quad (2)$$

$$p_{f,max} = 12 \cdot c_u \left[\frac{s_{längs}}{D} \cdot \left(0,21 - 0,01 \cdot \frac{s_{längs}}{D} \right) \right] \leq 12 \cdot c_u \quad (3)$$

Aufgrund des üblicherweise Versagens durch Abbrechen bei geringen Relativverschiebungen wird das laterale Tragverhalten insbesondere vom initialen Proportionalitätsfaktor $k_{s,ini}$ dominiert. Das laterale Tragverhalten ist demnach hauptsächlich abhängig vom Tragglieddurchmesser D , vom Entlastungs- und Belastungsmodul E_{ur} und $E_{50, Triax}$, sowie vom bezogenen Achsabstand s_{quer}/D . Die Konstanten zur Quantifizierung des Einflusses der verschiedenen

Parameter wurden in [13] empirisch ermittelt. Der vorgestellte Ansatz zur Abschätzung des maximal aktivierbaren Fließdruckes $p_{f,max}$ nach Gl 3 ist ab einem mittleren deviatorischen Druck p' von etwa 25 kPa anwendbar. Bei einem Einzeltragglied kann in diesem Fall ein maximaler Fließdruck von etwa $p_{f,max} \approx 12 \cdot c_u$ aktiviert werden, was in etwa dem oberen Schrankentheorem nach [18] entspricht. Bei geringeren Spannungszuständen wurde ein Ablösen an der Rückseite des Traggliedes festgestellt. Der maximal aktivierbare Fließdruck kann sich in diesem Fall bis auf etwa $p_{f,max} \approx 8 \cdot c_u$ reduzieren, was in etwa dem unteren Schrankentheorem nach [19] entspricht.

3.3 Substrukturmodell II – Hydraulisch verfestigtes Tragglied unter Biegung und Längskraft

Unter Berücksichtigung der in Abbildung 3-2 dargestellten Verteilungsfunktion der resultierenden Einwirkungen kann der Fließdruck – und damit der StS-Widerstand – so lange gesteigert werden, bis entweder das maximal mögliche Biegemoment („Biegemomentenkapazität“), oder der maximal mögliche Fließdruck $p_{f,max}$ erreicht wird: Mit Erreichen der Biegemomentenkapazität bricht das Tragglied ab; Sofern jedoch der maximal mögliche Fließdruck vor der vollen Mobilisierung der Biegemomentenkapazität erreicht wird, wird das Tragglied lediglich verdreht oder umflossen.

Über die Biegemomentenkapazität wird somit die limitierende Grenzbedingung des Versagens durch Abbrechen mit dem zugehörigen StS-Querwiderstand durch Berechnung des zur vollen Aktivierung der Biegemomentenkapazität erforderlichen Fließdruckes quantifizierbar.

Während für genormte Baustoffe wie Mörtel und Beton im Sinne von DIN EN 1992 gut abgesicherte Funktionen zur Abschätzung der Normalkraft-Biegemomenten-Interaktion existieren, sind in der Literatur für hydraulisch verfestigte Böden, bzw. Mörtel und Betone mit geringen Druckfestigkeiten kaum abgesicherte Ansätze vorhanden. Es wurde daher der Zusammenhang zwischen der vorhandenen Normalkraft und dem maximal aktivierbaren

Biegemoment versuchstechnisch mit einem eigens entwickelten Versuchsaufbau für verschiedene hydraulisch verfestigte Böden ermittelt (Abbildung 3-4). Anhand der ermittelten N-M-Interaktion sollten einerseits bestehende Ansätze validiert werden. Zum anderen wurden die ausgeführten Untersuchungen numerisch nachmodelliert, um die Eignung des gewählten Stoffmodells zur numerischen Modellierung passiv lateral beanspruchter StS zu überprüfen, die Stoffmodellparameter zu kalibrieren und die Sensitivität der numerischen Entfestigungsparameter zu quantifizieren.

An den Prismen wurde jeweils eine definierte Normalkraft in Prismenachse aufgebracht, welche während der Versuchsdurchführung weitestgehend konstant gehalten werden konnte. Die Querbeanspruchung wurde in den Drittelpunkten der Probe mit einer Prüfpresse mit konstanter Verformungsrate aufgebracht. Während der Versuche wurde jeweils die Querverformung u_v in den Drittelpunkten sowie die Querkraft F_v gemessen.

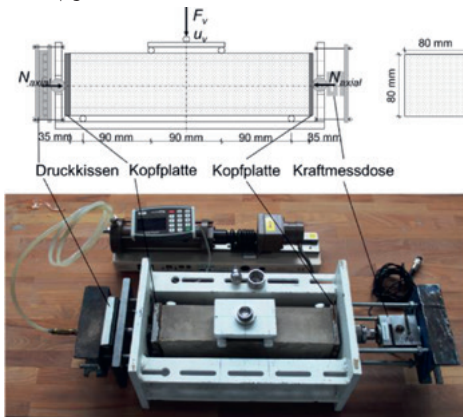


Abbildung 3-4: Versuchsaufbau Substrukturmodell II zur Untersuchung der Normalkraft-Biegemomenten-Interaktion

Aus den Querkraft-Querverformungskurven konnte jeweils der abgeschlossene Zustand I (vollständige Überdrückung des Querschnittes), der Zustand II (vollständige Ausbildung des Risses in der Zugzone) sowie eine geringe weitere Verfestigung durch Propagierung des Risses bis zum Scherbruch hin zu einem Auflager abgeleitet werden.

Die in den Biegezugversuchen ermittelten, Biegemomente M_I und M_{II} für die abgeschlossenen Zustände I und II können somit auf das theoretisch maximale Biegemoment M_{max} normiert werden, wobei sich M_{max} aus den Abmessungen des Probenquerschnittes b und h , sowie aus der zusätzlich ermittelten einaxialen Druckfestigkeit q_u ergibt.

$$M_{max} = \frac{q_u \cdot b \cdot h^2}{8} \quad (4)$$

$$m_{II} = \frac{F_{v,II} \cdot l}{6} \cdot \frac{1}{M_{max}} \quad (5)$$

$$n = \frac{N}{b \cdot h \cdot q_u} \quad (6)$$

In Abbildung 3-5 ist der Zusammenhang zwischen der normierten Normalkraft n und dem normierten Biegemoment m_I für alle Biegezugversuche der untersuchten Mischungen M4 bis M6 aufgetragen, welche sich i. Vw. durch ihren Zementgehalt unterscheiden. Ergänzend ist der analytische Zusammenhang für quadratische Querschnitte nach [11] dargestellt.

Es wird ersichtlich, dass bei geringen Normalkraftausnutzungen n nach dem theoretischen Ansatz deutliche Reserven in den Biegemomentenkapazitäten enthalten sind, was auf die Vernachlässigung der Zugfestigkeit zurückzuführen ist.

Die numerische Nachmodellierung der Laborversucher zur Untersuchung der Normalkraft-Biegemomenten-Interaktion (erweiterte Biegezugversuche) erfolgte mit PLAXIS 2D 2016 (Biegezugversuche), bzw. PLAXIS 3D 2016 (einaxiale Druckversuche). Das Modellierungsprinzip der erweiterten Biegezugversuche folgt [20]. Die konstitutive Abbildung des Materialverhaltens erfolgte mit dem Shotcrete-Model nach [21], welches insbesondere die dehnungsabhängige Ver- und Entfestigung bei deviatorischer Druck- und Zugbeanspruchung abbilden kann.

An den einaxialen Druckversuchen sowie Biegezugversuchen ohne Normalkräfte wurden die Druck- und Zugfestigkeiten sowie die Entfestigungsparameter für Druck- und Zugbeanspruchung zunächst kalibriert. Im Weiteren wurden die erweiterten Biegezugversuche numerisch nachmodelliert.



Die Ergebnisse der numerischen Modellierungen sind, ergänzend zu den Laborversuchen sowie zur analytischen Lösung, in Abbildung 3-5 dargestellt. Es ist ersichtlich, dass mit dem kalibrierten Shotcrete-Modell das Verhalten hydraulisch verfestigter, unbewehrter Böden unter gleichzeitiger Biegezug- und Normalkraftbeanspruchung sehr gut abgebildet werden kann. Die extrapolierenden numerischen Berechnungen, welche über den bei den Laborversuchen technisch realisierbaren Normalkraftbereich hinaus ausgeführt wurden, zeigen wiederum sehr gute Übereinstimmung mit den bestehenden analytischen Lösungen, da mit zunehmender Normalkraftausnutzung der Einfluss der Zugfestigkeit abnimmt.

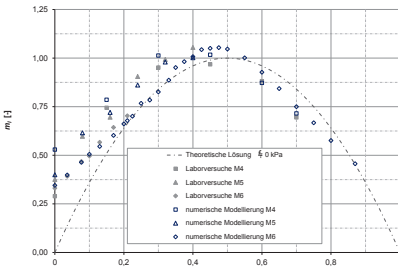


Abbildung 3-5: Normierte Normalkraft/Biegemomenten-Interaktion (abgeschlossener Zustand I) aus Laborversuchen, numerischer Nachmodellierung und analytischer Lösung

3.4 Numerische Modellierung des Strukturmodells

Zur Validierung des analytischen Strukturmodells sowie zur Identifikation und Quantifizierung der sensitiven geometrischen und mechanischen Kenngrößen wurde das Strukturmodell in PLAXIS 3D (2017) numerisch modelliert. Das Modellierungsprinzip folgt hierbei im Wesentlichen [14] und [22]. Der prinzipielle Aufbau des Modells ist in Abbildung 3-6 dargestellt.

Das Tragglied befindet sich vollständig innerhalb einer homogenen, kohäsiven Weichschicht mit undrainiertem Verhalten, welche mit dem Hardening-Soil Modell, undrained B modelliert wurde. Durch die erzwungene Gleitfläche in Form eines Interfaces innerhalb der Weichschicht wird es ermöglicht, den Einfluss des Abstandes der Gleitfläche zum Traggliedkopf getrennt von weiteren Randbedingungen,

etwa der Schlankheit, zu untersuchen.

Zur Vermeidung von Randeinflüssen werden oberhalb und unterhalb des Traggliedes nichtbindige Schichten angeordnet. Auf der Oberseite des Modells wurde zudem eine schlaife Flächenlast angeordnet.

Das numerische Modell wurde an 1g-Versuchen nach [22] validiert, wobei sehr gute Übereinstimmung zu den publizierten Ergebnissen festgestellt wurde. Für weitere Einzelheiten zum numerischen Strukturmodell wird auf [13] verwiesen.

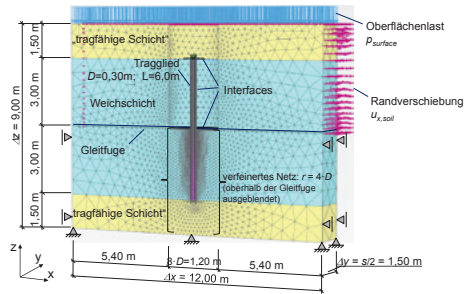


Abbildung 3-6: Modellierungsprinzip des numerischen 3D-Strukturmodells

Im Rahmen der Simulation wurde eine horizontale Gleitkörperbewegung $u_{x,soil}$ aufgebracht, welche in mehreren Berechnungsphasen von $u_{x,soil} = 2 \text{ mm}$ auf $u_{x,soil} = D$ gesteigert wurde. In Abbildung 3-7 sind die Verteilungen der Traggliedquerkräfte nach den einzelnen Berechnungsphasen exemplarisch dargestellt.

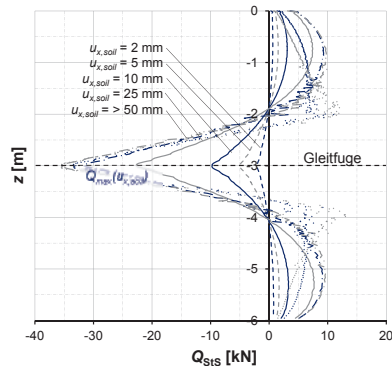


Abbildung 3-7: StS-Querkraftverteilung in Abhängigkeit der aufgetragenen Gleitkörperverschiebung $u_{x,soil}$

Die Querkraft im Bereich der Gleitfluge wird demnach initial näherungsweise linear mit der Gleitkörper-

perverschiebung aktiviert. Mit Erreichen der Biegemomentenkapazität ab etwa $u_{x,soil} = 50$ mm konnte die maximale Querkraft in der Gleifuge Q_{max} nicht weiter gesteigert werden.

Ausgehend vom Referenzmodell wurde in [13] der Einfluss verschiedener mechanischer und geometrischer Kennwerte auf die Aktivierung des Traggliedquerwiderstandes mittels Parametervariation und Sensitivitätsanalyse untersucht. Der maximale Traggliedquerwiderstand ist im Wesentlichen von der vorhandenen Traggliednormalkraft abhängig: Demnach wird dieser am stärksten durch die Parameter beeinflusst, welche die Normalkraftausnutzung n beeinflussen. Im Wesentlichen sind dies der Achsabstand und Tragglieddurchmesser, der Betrag der Oberflächenlast sowie die Druckfestigkeit der StS und der Steifemodul des umgebenden Bodens. Demgegenüber wurde keine nennenswerte Beeinflussung der maximal aktivierbaren Traggliedwiderstände von den Parametern zur Beschreibung des Entfestigungsverhaltens festgestellt.

Das Referenzmodell wurde schließlich ausgeweitet, um zusätzlich den Einfluss der Gruppenwirkung zu quantifizieren.

4 Berücksichtigung von StS beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit

4.1 Allgemeines

Wird ein Tragglied, z. B. durch Ausbildung einer Gleitkörperbewegung, schräg zu dessen Achse beansprucht, so wird durch das Tragglied ein tangential zur Bewegungsrichtung orientierter Traggliedwiderstand S aktiviert, welcher auf einen Anteil aus der Traggliednormalkraft N sowie einen Anteil aus dem Querwiderstand Q rückzuführen ist.

$$S_j(z) = N_j(z) \cdot \sin \vartheta_j + Q_j \cdot \cos \vartheta_j \quad (7)$$

Während die Widerstandskomponente aus der Normalkraft starr-plastisch wirkt, sind zur Aktivierung der Widerstandskomponente des Querwiderstands zunehmende horizontale Boden-Tragglied-Relativ-

verschiebungen erforderlich.

Hieraus ergeben sich zur Berücksichtigung von StS beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit zwei Möglichkeiten:

- A) Berücksichtigung der starr-plastisch wirkenden Normalkraftkomponente
- B) Berücksichtigung der Normal- und Querkraftkomponente unter Berücksichtigung der Verformungskompatibilität des Gesamtsystems

Es wurde für beide Varianten ein Ansatz zur Berücksichtigung im Lamellenverfahren nach Bishop erarbeitet. Die Traggliedwiderstände werden hierbei als Dübel im Sinne der DIN4084 bei der Summe der rückhaltenden Momente $R_{M,d}$ berücksichtigt. Grundsätzlich ist die Berücksichtigung der tangentialen Traggliedwiderstände in gleicher Weise auch in anderen Berechnungsverfahren, z. B. Blockgleitverfahren, KEM, möglich.

4.2 Abschätzung des Querwiderstands

Der maximale Traggliedquerwiderstand Q_{max} ergibt sich bei näherungsweise mittig am Tragglied wirkender Gleifuge, weshalb die nachfolgenden Ausführungen zunächst auf diesen Fall beschränkt sind. Abhängig von der Biegemomentenkapazität M_r , der Traggliedlänge L sowie dem Durchmesser D kann am Tragglied vereinfachend die folgende maximale seitliche Bettungsspannung $p_f(\Delta u_{x,max})$ aktiviert werden, sofern auf der sicheren Seite liegend $\eta = 0$ angenommen wird (vgl. Abb. 3-2):

$$p_f(u_{x,max}, z = \frac{L}{2}) = 64 \cdot \frac{M_r}{D \cdot L^2} \leq p_{f,max} \quad (8)$$

Zur Abschätzung der Biegemomentenkapazität wird auf [23] verwiesen. Im Falle von $p_f(\Delta u_{x,max}) < p_{f,max}$ bricht das Tragglied ab, bevor der theoretisch maximal mögliche Fließdruck aktiviert werden kann. Der maximale Querwiderstand im Bereich der Traggliedmitte ergibt sich demnach zu

$$Q_{max}(u_{x,max}, z = \frac{L}{2}) = \frac{L}{6} \cdot p_f(u_{x,max}) \cdot D \quad (9)$$

Im Falle von $p_f(\Delta u_{x,max}) > p_{f,max}$ kann das Tragglied die Einwirkungen aus der lateralen Beanspruchung schadlos aufnehmen. Als maßgebender Versagensmechanismus wird bei mittiger Gleifuge ein



Verdrehen des Traggliebes maßgebend, wodurch der maximal aktivierbare Fließdruck $p_{f,max}$ in einem größeren Bereich vollständig aktiviert wird. Unter Berücksichtigung tiefenkonstanter Einwirkungen ergibt sich der maximale Querwiderstand nach [24] in diesem Fall zu

$$Q_{max}(u_{x,max}, z = \frac{L}{2}) = \frac{p_{f,max} \cdot D \cdot L \cdot (\sqrt{2}-1)}{2} \quad (10)$$

Zusätzlich zu den vorab beschriebenen Mechanismen bei mittig am Tragglied auftretenden Gleitfugen werden weitere Versagensmechanismen maßgebend, sofern sich die Gleitfuge näher an den Traggliedrändern ausbildet. Die näherungsweise Beschreibung der zu diesen Mechanismen gehörigen Querwiderstände Q kann vereinfachend mit einer quadratischen Funktion in Abhängigkeit des maximalen Widerstands bei fiktiv angenommener mittiger Gleitfuge beschrieben werden ([25]).

$$Q(u_{x,max}, z) = \frac{-4 \cdot Q_{d,max}(u_{x,max}, z = \frac{L}{2})}{L^2} \cdot z^2 + \frac{4 \cdot Q_{d,max}(u_{x,max}, z = \frac{L}{2})}{L} \quad (11)$$

4.3 Nachweis der Gesamtstandsicherheit

Es wird angenommen, dass der Traggliedquerwiderstand linear mit zunehmendem Ausnutzungsgrad μ aktiviert wird. Zur Berücksichtigung der Verformungskompatibilität wird weiterhin angenommen, dass nur eine horizontale Bewegungskomponente eine Aktivierung der lateralen Traggliedbettung und damit des Traggliedquerwiderstands bewirkt, wobei von einer Starrkörper-Rotation des Gleitkreises ausgegangen wird. Die Tangentialwiderstände eines Traggliebes können demnach im Gleitkreisverfahren wie nachfolgend berücksichtigt werden:

$$R_{M,d} = r \cdot \sum \frac{(G_{i,d} + P_{v,i,d}) \cdot \tan \varphi_{i,d} + c_{i,d} \cdot b_i + R_{sl,d} \cdot \cos \vartheta_i}{\cos \vartheta_i + \tan \varphi_{i,d} \cdot \sin \vartheta_i} \quad (12)$$

$$R_{sl,d} = \frac{(N_d(z) \cdot \sin \vartheta_i + Q_d(z) \cdot \cos^2 \vartheta_i)}{s_{quer}} \quad (13)$$

Sofern die Widerstandskomponente aus der Traggliedquerkraft vernachlässigt wird, entfallen die vorab beschriebenen Überlegungen zur verformungs-

abhängigen Aktivierung des Traggliedwiderstands.

5 Zusammenfassung

Es wurde das laterale Tragverhalten unbewehrter, hydraulisch gebundener, pfahlartiger Tragglieder bei passiver Beanspruchung infolge sich ausbildender Gleitkörperbewegungen untersucht und aufgezeigt, dass die bestehenden Ansätze den Beitrag der Tragglieder beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit zumeist durch Berücksichtigung unzutreffender Versagensmechanismen teils deutlich überschätzen.

Die Untersuchungen zum lateralen Tragverhalten erfolgten an einem vereinfachten Strukturmodell. In weiteren Substrukturmodellen wurde die Aktivierung der seitlichen Bettung, bzw. die Normalkraft-Biegemomenten-Interaktion hydraulisch verfestigter Böden untersucht.

Aus den Erkenntnissen der Substrukturmodelle wurde ein einfaches mechanisches Modell zur Quantifizierung der StS-Querwiderstände in Abhängigkeit der Gleitkörperverschiebung abgeleitet. Es wird ersichtlich, dass StS im Regelfall bereits bei geringen Gleitkörperverschiebungen durch Abbrechen versagen.

Das Strukturmodell wurde numerisch nachmodelliert. Es konnte eine sehr gute Übereinstimmung zwischen den Querwiderständen des numerischen Modells mit dem analytischen Ansatz des mechanischen Modells festgestellt werden. Durch Parametervariation und Sensitivitätsanalyse am numerischen Modell wurden die Einflüsse einer Vielzahl geometrischer und mechanischer Kennwerte quantifiziert und herausgearbeitet, dass im Wesentlichen alle Parameter, welche die StS-Normalkraft beeinflussen, einen nennenswerten Einfluss auf die StS-Widerstände haben.

Der aktivierbare Querwiderstand ist demnach im Wesentlichen von der vorhandenen Normalkraft abhängig. Insbesondere bei Randwertproblemen mit stark unterschiedlichen StS-Normalkräften, wie z. B. bei Dämmen auf StS lässt sich aus den aufgezeigten mechanischen Zusammenhängen eine unzureichende Verformungskompatibilität des Gesamt-

systems ableiten, da zur vollständigen Aktivierung der Querwiderstände teils stark unterschiedliche Relativverschiebungen erforderlich werden.

Insgesamt wird verdeutlicht, dass der zusätzliche Beitrag des StS-Querwiderstands am tangentialen StS-Gesamtwiderstand gering gegenüber den zusätzlich erforderlichen Überlegungen zur Verformungskompatibilität des Gesamtsystems ist.

Der Verschiebungs-abhängige Ansatz wurde in das statische Grenzgleichgewichtsverfahren des Lamellenverfahrens nach Bishop implementiert, wodurch ein Berechnungsverfahren vorgeschlagen wird, mit welchem die Widerstände von StS beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit in Konformität mit dem zukünftigen EC7 berücksichtigt werden können. Der erläuterte Ansatz zur Berücksichtigung von StS ist sowohl auf die Nachweise gegen Gelände-, als auch gegen Grundbruch anwendbar und wurde bereits in gängige Softwarepakete implementiert. Im vorgestellten Ansatz wurden Einflüsse aus Anisotropie, Kriechverformungen sowie Änderungen der Spannungszustände infolge des Herstellungsvorganges vernachlässigt und sollten in zukünftigen Untersuchungen berücksichtigt werden.

Literaturverzeichnis

- [1] prEN 1997-3:202x (E) 11-2021, „Eurocode 7: Geotechnical design, Teil 3 Geotechnical structures (Entwurfassung),“ Beuth, Berlin, 2012.
- [2] R. Gömmel, T. Neidhart und F. Rackwitz, „Ein Ansatz zur Berücksichtigung pfahlartiger Tragglieder beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit,“ *geotechnik* 44, pp. 234-247, 2021.
- [3] Trafikverket, „TK Geo11 – Trafikverkets tekniska krav för geokonstruktioner,“ Trafikverket, Borlänge, 2011.
- [4] Statens Vegvesen, „Veg på blot grunn: Grunnforsterkning - handbok 188,“ Norge Vegdi-

rektoratet [Hrsg.], Oslo, 1995.

- [5] Federal Highway Administration FHWA, „Federal Highway Administration Manual: Deep Mixing for Embankment and Foundation Support - FHWA-HRT-13-046,“ FHWA [Hrsg.], Georgetown Pike, 2013.
- [6] CT97-0351, „Design guide: Soft soil stabilization (EuroSoilStab) - Development of design and construction methods to stabilise soft organic soils,“ Brepress, Brüssel, 2002.
- [7] Nordic Geotechnic Societies, „Nordic Guideines for reinforced soils and fills,“ Nordic Industrial Fund [Hrsg.], Oslo, 2003.
- [8] DGGT, „Merkblatt für die Herstellung, Bemessung und Qualitätssicherung von Stabilisierungssäulen zur Untergrundverbesserung,“ Deutsche Gesellschaft für Geotechnik [Hrsg.], Essen, 2005.
- [9] Coastal Development Institute of Technology (CDIT), „The deep mixing method: Principle, Design and Construction,“ Balkema, Rotterdam, 2002.
- [10] ASIRI, „ASIRI national project - Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusions for ground improvements,“ Presses des Ponts, Paris, 2011.
- [11] B. Broms, „Stabilization of soil with lime columns,“ in *Fang, H.-Y. [Hrsg.] Foundation Engineering Handbook*, New-York, Chapman & Hall, 1991, pp. 833-853.
- [12] M. Kivelö, Stabilization of embankments on soft soil with lime / cement columns [Dissertation], Stockholm: Royal Institute of Technology, 1998.
- [13] R. Gömmel, Berücksichtigung unbewehrter pfahlartiger Tragglieder beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit [Dissertation], Technische Universität Berlin: Düren: Shaker Verlag, 2019.



- [14] R. Kourkoulis, F. Gelagoti, I. Anastasopoulos und G. Gazetas, „Slope stabilizing piles and pile-groups - Parametric study and design insights,“ *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 137, H. 7, pp. 663-677, 2011.
- [15] API, „API RP2A: Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms, Working stress design, 22nd. edition,“ American Petroleum Institute, Washington D.C., 2007.
- [16] DNV, „DNV-OS-J101: Design of offshore wind turbine structures,“ Det Norske Veritas (DNV), Oslo, 2014.
- [17] S. R. Vogt, „Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle [Dissertation],“ Technische Universität München, München, 2017.
- [18] M. Randolph und G. Houlsby, „The limiting pressure on a circular pile loaded laterally in cohesive soil,“ *Geotechnique*, pp. 613-623, 1984.
- [19] K. Wenz, „Über die Größe des Seitendrucks auf Pfähle in bindigen Erdstoffen [Dissertation],“ Karlsruhe: Universität Fridericiana, 1972.
- [20] T. Maatkamp, The capabilities of the PLAXIS Shotcrete material model for designing laterally loaded reinforced concrete structures in the subsurface, Delft: University of Technology, 2016.
- [21] B. Schädlich und F. Schweiger, „Shotcrete-Model - Internal report: Implementation, validation and application of the shotcrete-model,“ Graz University of Technology, Graz, 2014.
- [22] S. Larsson, R. Malm, B. Charbit und A. Ansell, „Finite element modelling of laterally loaded lime-cement columns using a damage plasticity model,“ *Computers and Geotechnics* 44, pp. 48-57, 2012.
- [23] R. Gömmel, F. Spirkl und T. Neidhart, „Nachweis der Gesamtstandsicherheit mit verschiedenartigen pfahlartigen Traggliedern,“ 36. Christian Veder Kolloquium – Bauen in weichen Böden, p. Graz, 28.06.2022.
- [24] C. Viggiani, „Ultimate lateral load on Piles used to stabilize landslides,“ *International conference on soil mechanics and foundation engineering*, p. Rotterdam, 1981.
- [25] R. Gömmel und T. Neidhart, „Zum Ansatz von Stabilisierungssäulen beim Nachweis der Gesamtstandsicherheit,“ *Technische Akademie Esslingen [Hrsg.]: 10. Kolloquium Bauen in Boden und Fels*, pp. 399-409, 2016.
- [26] B. Karihaloo, „Failure of Concrete; Comprehensive structural Integrity (2),“

Drucklufteinstiege in kleinen, unbemannten Vortrieben – ein Erfahrungsbericht

Dipl.-Ing. Julia Busch, BabEng GmbH, Lübeck

Kleine, unbemannte Vortriebe für beispielsweise Kanalnetzsanierungen, Unterquerung von Gewässern zur Leitungsverlegung werden aus wirtschaftlichen Gründen häufig mit einem kleinen Durchmesser aufgeföhren. Die kleinen Durchmesser stellen jedoch das Personal bei Drucklufteinstiegen oder bei einer Rettung von Verletzten das Personal vor große Herausforderungen.

1 Einleitung

Sobald in innerstädtischen Gebieten eine Kanalnetzsanierung erforderlich wird, das Kanalnetz erweitert wird oder weitere Medienleitungen verlegt werden, sind häufig größere Beeinträchtigungen nicht zu vermeiden. Aus diesem Grund ist die Verlegung von einem Schutzrohr oder dem späteren Produktrohr mit einem kleinen, unbemannten Vortrieb eine Alternative, um die Eingriffe in beispielsweise den Straßenverkehr zu verringern.

Auch bei Gewässerquerungen können durch das Aufföhren von einem Vortrieb die Eingriffe in die Gewässerstraße oder mögliche Schutzgebiete vermieden werden.

Die Planung ist häufig auf die wirtschaftlichste Lösung ausgelegt, die sich unter den Randbedingungen der Regelwerke realisieren lässt. Der Durchmesser des Vortriebs wird häufig so klein wie möglich und zugelassen gewählt.

Die Schneidradwerkzeuge und die Schneidradstruktur der Vortriebsmaschine muss – in Abhängigkeit der anstehenden Geologie – in regelmäßigen Abständen auf Verschleiß kontrolliert werden oder es sind Wartungs- und Reparaturarbeiten erforderlich. Für diese Arbeiten ist der Zugang in die Vortriebsmaschine erforderlich. In der Regel erfolgen diese Einstiege unter Druckluft, wodurch der Zugang durch mehrere Zugangsöffnungen erfolgen.

Aufgrund von Arbeiten im Rohrstrang oder in der Vortriebsmaschine kann eine Rettung von Verletzten erforderlich werden. Um in der Notsituation die Ab-

läufe zu kennen und Vertrauen in geübte Abläufe zu haben, bietet sich – insbesondere im Hinblick auf die Platzverhältnisse in kleinen Vortrieben – das Durchföhren von Rettungsübungen an.

Die Erfahrungen verschiedener Drucklufteinstiege in flüssigkeitsgestützten, unbemannten Vortrieben (Rohrvortrieben) mit geringem Durchmesser zeigen jedoch, dass nicht nur der Innendurchmesser des Schutz- bzw. Produktrohrs betrachtet werden sollte, sondern auch die Randbedingungen aus der Maschinenteknik berücksichtigt werden sollten.

2 Randbedingungen für Personaleinsätze in den Regelwerken

Das Arbeitsblatt *DWA A-125 – Rohrvortrieb und verwandte Verfahren* regelt die Mindestlichtmaße für Personaleinsätze in bemannten und unbemannten Vortriebsmaschinen und im Rohrstrang.

Damit ein Personaleinsatz unter Druckluftbedingungen zulässig ist, muss der Mindestdurchmesser des Rohrstrangs (Innendurchmesser, DN) mindestens 1,60 m betragen. Von dieser Regelung kann unter Einholung von einer entsprechenden Genehmigung abgewichen werden.

Bei der Definition wird zwischen einem ständigen Personaleinsatz (bemannter Vortrieb) und einem vorübergehenden Personaleinsatz (unbemannter Vortrieb) unterschieden.

Bei einem bemannten Vortrieb befindet sich ein Teil der Arbeitsplätze vorne an der Vortriebsmaschine. Das Personal muss demnach nicht nur beim



Schichtwechsel durch den aufgefahrenen Rohrstrang zur Vortriebsmaschine laufen, sondern auch in Notfallsituationen diesen Weg bewältigen. In diesem Fall ist ein Personaleinsatz nicht nur abhängig von dem Mindestlichtmaß, sondern auch von der aufzufahrenden Vortriebsstrecke.

Beim unbemannten Vortrieb wird der Rohrstrang und die Vortriebsmaschine nur in regelmäßigen Abständen zu beispielsweise Vermessungs- oder Wartungs- und Inspektionsarbeiten betreten. Jedoch kann auch in diesem Fall eine Notfallsituation eintreten, in der sich das Personal selbst retten muss oder gerettet wird.

Hierbei definiert das DWA A-125, ob ein Personaleinsatz zulässig ist oder nicht, lediglich über das Mindestlichtmaß bzw. den Innendurchmesser.

MLM [mm]	I. d. R. DN [mm]	Personaleinsatz
≥ 1 200 bis < 1 800	≥ 1 400 bis < 2 000	zulässig <ul style="list-style-type: none"> Hindernisse beseitigung nur eingeschränkt möglich, in Abhängigkeit von Art, Lage und Abmessungen des Hindernisses, vom Maschinentyp und vom Baugrund und der erforderlichen Hilfs- und Sicherungsmaßnahmen

Abbildung 2-1: vorübergehender Personaleinsatz in unbemannten Vortrieben (Auszug aus Tabelle 9, DWA A-125)

Nach den Regelungen in dem DWA A-125 ist ein vorübergehender Personaleinsatz bei kleinen Durchmessern zulässig, jedoch wird schon auf die eingeschränkte Hindernisse beseitigung hingewiesen.

Nicht nur der bereits aufgefahrene Rohrstrang mit Pumpenstationen, Dehnerstationen etc. ist ein Nadelohr. Auch der Zugang in die Abbaukammer ist eine große Herausforderung – nicht nur bei einer Rettung einer verletzten Person.

In den nachfolgenden beiden Abschnitten wird auf die Erfahrungen bei einem Drucklufterstieg in einer Rohrvortriebsmaschine mit Flüssigkeitsstützung DN 1 600 eingegangen.

3 Zugang in die Vortriebsmaschine

Um die Abbaukammer und das Schneidrad einer Vortriebsmaschine zu erreichen, führt der Zugang bei den Drucklufterstiegen durch die Druckluftschleuse in das Innere der Vortriebsmaschine.

Aufgrund der Abmessungen der kleinen Vortriebsmaschinen sind von den Maschinenherstellern die Zugangsöffnungen so klein wie möglich gestaltet.

Der Weg durch die Druckluftschleuse ist nahezu bei allen Vortriebsmaschinen ähnlich gestaltet und führt durch in der Regel runde Durchgangsöffnungen.

Die Zugangsöffnungen in die Abbaukammer können, wie die nachfolgenden Beispiele zeigen, unterschiedlich gestaltet sein und ihre eigenen Herausforderungen mit sich bringen.

3.1.1 Zugang über eine Tür

Der Zugang erfolgt über eine Tür, die sich in Abhängigkeit des Designs der Vortriebsmaschine mittig im Zentrum befindet. Bei größeren Rohrvortriebsmaschinen kann sich die Tür auch mittig über dem Hauptantrieb befinden.

Eine übliche Öffnungsgröße der Zugangstüren ist ca. 0,60 m. Bei quadratischen Türen können diese auch nur ca. 0,50 m x 0,50 m groß sein.

Wie das Beispiel in Abbildung 3-1 zeigt, sind diese Türen in der Regel mit vier Verschlüssen gesichert, die gelöst werden müssen.



Abbildung 3-1: Zugang zu der Abbaukammer – Vortriebsmaschine mit Zugangstür © BabEng

Der Vorteil dieses Zugangs besteht darin, dass diese Türen verhältnismäßig schnell zu öffnen und zu schließen sind. Dies ist im Falle eines Druckverlusts oder einer instabilen Ortsbrust von Vorteil.

Zum anderen ist der Zugang aufgrund der gleichmäßigen Öffnung einfacher.

3.1.2 Zugang über eine segmentierte Öffnung

Es gibt Vortriebsmaschinen, die einen Zugang in die Abbaukammer über eine Öffnung, die mit verschraubten Platten verschlossen ist, vorsehen. Diese Zugänge sind nicht rund oder rechteckig ausgeführt, sondern orientieren sich an dem Schild der Vortriebsmaschine.



Abbildung 3-2: Zugang zu der Abbaukammer über eine Zugangsöffnung mit segmentierten Platten © BobEng

Die Platten des Zugangs müssen in einer bestimmten Reihenfolge gelöst und auch wieder eingebaut und verschraubt werden.

Gegenüber den zuvor beschriebenen Türen ist dies zeitaufwendiger und auch der Zugang ist durch die Öffnungsform schwieriger.

4 Erfahrungen aus der Praxis – ein Werkzeugwechsel bei einer Vortriebsmaschine DN 1600

Bei einem Vortrieb sind Drucklufteinstiege zur Kontrolle des Schneidrads und den Schneidradwerkzeugen unumgänglich. Ebenso kann es bei jedem Vortrieb zu Reparatur- und Wartungsarbeiten im Bereich der Abbaukammer kommen.

Bei dem Projekt war ein Drucklufteinstieg zum Tausch aller Schneidradwerkzeuge erforderlich. Zu diesem Zeitpunkt waren ca. 500 m Vortrieb aufgefahren. Der Vortrieb wurde als Rohrvortrieb aufgefahren. Die Steuerung der Vortriebsmaschine erfolgte von der Geländeoberkante aus, so dass ein vorübergehender Personaleinsatz bei den Druckluftarbeiten im Rohrstrang und in der Vortriebsmaschine erforderlich wurde.

Nicht nur der Weg zur Vortriebsmaschine brachte Herausforderungen mit sich. Der Durchgang in dem Vortriebsrohr mit einem Innendurchmesser von 1,60 m war an den Pumpenstationen in der Breite und in den Dehnerstationen in der Höhe eingeschränkt. Es mussten somit das Werkzeug und sonstige benötigte Materialien bis zur Vortriebsmaschine transportiert werden. Aufgrund der Einengungen konnte kein Transport über Elektrofahrzeuge (Scooter und Anhänger o. ä.) erfolgen. Die teilweise schweren Materialien mussten von der Vortriebskolonne über die Pumpenstationen getragen werden.

Analog musste das ausgetauschte Werkzeug und entfernten Boden wieder aus dem Rohrstrang heraus transportiert werden.

Für das Personal in der Druckluft war neben der Zugangsöffnung mit segmentierten Platten die Freilegung der Abbaukammer die nächste Herausforderung. Die Masse innerhalb der Abbaukammer hatte sich nach einer längeren Standzeit bereits verfestigt, so dass eine Förderung über den Förderkreislauf nicht mehr möglich war. Das Material wurde somit händisch aus der Abbaukammer und dem Schneidrad entfernt und über Eimer durch die Druckluftschleuse hinter die Vortriebsmaschine verbracht.



Abbildung 4-1: Zugangöffnung in die Abbaukammer © BabEng

Wie die Abbildung 4-1 zeigt, befindet sich die Zugangöffnung seitlich neben dem Hauptantrieb. Dies erfordert zudem eine gute Abstimmung innerhalb des Teams in der Druckluft, da ein Umdrehen oder das Herausheben der mit Aushubmaterial gefüllten Eimer über den Hauptantrieb, diverse Anschlussleitungen etc. nur bedingt möglich ist.

Nach dem Freilegen der Abbaukammer waren die Werkzeuge zu kontrollieren und zu wechseln. Da die Schneidradwerkzeuge bis zu ca. 75 kg/Stück wiegen können, ist auch dies bei der Abstimmung innerhalb des Druckluftteams sehr wichtig. Die Wege und die Anschlagpunkte müssen vorab abgestimmt werden, um effektiv und ohne Zwischenfälle den Wechsel vornehmen zu können.

Neben den Arbeiten an den Schneidradwerkzeugen ist zudem eine Beobachtung der Ortsbrust vor dem Schneidrad durch fachkundiges Personal von großer Bedeutung. Um die Ortsbrust auf Stellen mit ausgetrocknetem Filterkuchen, Rissen und Bereichen mit Luftverlusten zu untersuchen, ist eine vollständige Begehung der Abbaukammer erforderlich. Obwohl das Schneidrad gegenüber dem aufgefahrenen Rohrstrang einen größeren Innendurchmesser aufweist, ist der Zugang und der Arbeitsraum dennoch sehr beengt. Insbesondere wenn Stellen, an denen Druckluft entweicht, mit Bentonit, Boden oder anderen Materialien abgedichtet werden müssen.

Auch hier ist die Teamarbeit ein wesentlicher Faktor, der die Arbeiten in den beengten Verhältnissen er-

leichtert. Bei der Schichtübergabe erfolgte nicht nur ein Zwischenstand, welche Werkzeuge getauscht wurden, sondern auch, wo sich der Filterkuchen verändert hatte oder Undichtigkeiten abgedichtet wurden. So konnte die nachfolgende Schicht diese Stellen weiter beobachten und frühzeitig Maßnahmen ergreifen.

Die getauschten Werkzeuge wurden an der Startbaugrube auf einer großen Holzplatte analog zu dem ehemaligen Platz auf dem Schneidrad ausgelegt. So konnte jede Schicht den aktuellen Fortschritt vor und nach der Schicht sehen.

5 Erfahrungen aus der Praxis – eine Rettungsübung in einer Vortriebsmaschine DN 1600

Ziel von Rettungsübungen ist nicht nur die praktische Umsetzung von theoretischen Anweisungen, sondern auch die Förderung des Vertrauens in die Umsetzbarkeit.

Die Zugänge in die kleinen Vortriebsmaschinen sind üblicherweise so klein wie gemäß Vorschriften möglich gestaltet. Dies hat nicht nur Auswirkungen auf die „normalen“ Arbeiten, sondern kann im Ernstfall zu großen Problemen führen. Es ist nur wenig Platz vorhanden und es ist eine Notfallsituation, die ihre eigenen Herausforderungen mit sich bringt.

Eine Rettungsübung ist eine empfehlenswerte Option, damit die Abläufe in der Vortriebsmaschine geübt werden können und das Vertrauen in das Rettungskonzept und das Personal gestärkt werden kann.

Zum Zeitpunkt für die Rettungsübung ist idealerweise eine gewisse Vortriebsstrecke aufgefahren und der erste geplante Drucklufteinstieg hat noch nicht stattgefunden.

Für einen Vortrieb DN 1600 wurde eine Rettungsübung geplant. Hierzu wurde ein „Drehbuch“ geschrieben, das die wesentlichen Abläufe vorgab:

- Art des Unfalls
- Abläufe bei der Meldung des Unfalls

- Einbeziehung des ermächtigten Arztes
- Transport des Verletzten aus der Vortriebsmaschine



Abbildung 5-1: Rettungsübung in einer Vortriebsmaschine DN 1600
© BabEng

Insbesondere die Durchführung der Übung mit realen Personen auf der Trage und dem gesamten Transport durch den Rohrstrang zeigte die Notwendigkeiten. So war ein größeres Team erforderlich, um die Person über die Pumpen heben zu können und auch in gebückter Haltung durch den Tunnel zu tragen.

Nach der Übung waren alle Beteiligten erschöpft, aber sehr zufrieden. Die Alarmpläne wurden an die Erkenntnisse der Übung angepasst, aber alle Beteiligten waren zuversichtlich, mit jeder Gefahrensituation klarzukommen.

6 Erkenntnisse aus der Praxis

Die Erfahrungen aus der Praxis zeigen, dass die in dem DWA A-125 definierten Mindestlichtmaße in Abhängigkeit der Projekttrandbedingungen betrachtet werden sollten. Die Wirtschaftlichkeit des Projekts zählt zu diesen dazu.

Die Verlegung beispielsweise einer einzelnen Medienleitung mit Begleitmedien kann in Abhängigkeit der Belegung theoretisch mit dem nach den Regelwerken kleinstmöglichen Querschnitt aufgeföhren werden.

Es sollte jedoch unter Einbeziehung des Auftraggebers diskutiert werden, ob beispielsweise aufgrund der örtlichen Gegebenheiten und Vortriebslänge ein geringfügig größerer Durchmesser gewählt werden kann. Je kleiner der Innendurchmesser bei einem

gleichzeitig langen Vortrieb, desto mehr erhöht dies die Schwierigkeiten bei einem Personaleinsatz – sowohl bei geplanten Arbeiten als auch bei möglichen Rettungsszenarien – im Rohrstrang oder der Vortriebsmaschine.

Ausgehend von einer durchschnittlichen Körpergröße von ca. 1,79 m (Männer ab 18 Jahren) und ca. 1,66 m (Frauen ab 18 Jahren) wird deutlich, dass bereits der Weg zur Vortriebsmaschine bei einem Innendurchmesser von DN 1600 nicht aufrecht zu bewältigen ist. Hinzu kommen die Übergänge über die Dehnerstationen und gegebenenfalls Pumpen, an denen die Durchgangshöhe häufig durch kleinere Holzpodeste o. ä. verringert wird.

Muss eine verletzte Person aus der Vortriebsmaschine gerettet werden, so ist nicht nur die Durchgangsöffnung in die Vortriebsmaschine ein Nadelöhr. Auch der Weg durch den Rohrstrang sollte in der Planung mit betrachtet werden. Durch einen geringfügig größeren Durchmesser kann dem Vortriebspersonal der Transport aus dem Rohrstrang heraus erleichtert werden.

Nicht nur die Vorgaben aus den Regelwerken sind zu berücksichtigen. Ist ein Drucklufteinstieg erforderlich und die vorbereitenden Planungen laufen, so sind beispielsweise auch Druckluft-Winkelschleifer mit einer ausreichenden Leistung bereitzustellen. Der Einsatz von nicht ausreichend dimensionierten Geräten führt zu Verzögerungen bei den Arbeiten und zu Verlängerungen des Drucklufteinsatzes. Dieses hat wiederum erhebliche Auswirkungen auf die Kosten und den Frustrationslevel bei allen Beteiligten.

Bei der Berücksichtigung von ebendiesen Erfahrungen aus der Praxis und unter frühzeitiger Einbeziehung des Auftraggebers in die Betrachtung und Berücksichtigung von den Randbedingungen, können Drucklufteinstiege, Rettungsübungen und unter Umständen auch Notfall-situationen in kleinen Vortrieben bereits im Vorfeld optimiert werden. Dies führt bei der Umsetzung zu effektiverer Teamarbeit und einem zufriedenstellenden Ergebnis.



Literaturverzeichnis

Deutsche Vereinigung für Wasserwirtschaft, Abwasser und Abfall e. V. (DWA), Hrsg. (2008; Korrigierte Fassung September 2020). *Arbeitsblatt DWA A-125 – Rohrvortrieb und verwandte Verfahren*. Hennef

Statistisches Bundesamt. *Gesundheitszustand und -relevantes Verhalten: Körpermaße nach Altersgruppen und Geschlecht*. Ergebnisse des Mikrozensus 2017. Wiesbaden.

Polymerlösungen vs. Bentonitsuspensionen – Vergleich der Stützmechanismen und des Eindringverhaltens an flüssigkeitsgestützten Erdwänden

Dr.-Ing. Rowena Verst, Bergische Universität, Wuppertal

Zur temporären Stabilisierung von Erdwänden werden im europäischen Ausland und in Übersee vorwiegend im Spezialtiefbau, aber auch im Tunnelbau zunehmend Polymerlösungen als Alternative für Bentonitsuspensionen eingesetzt. Für Polymerlösungen fehlt bisher eine kompakte und verlässliche Grundlage zur Abschätzung des Eindringverhaltens für Standsicherheitsbetrachtungen und zur Qualitätssicherung. Vor diesem Hintergrund gibt dieser Beitrag einen Überblick über die Ergebnisse umfangreicher Laborversuche zur Einordnung und Klassifizierung des Eindringverhaltens polymerbasierter Stützflüssigkeiten in Boden anhand von klein- und großmaßstäblichen Eindringversuchen sowie grundlegender Materialklassifizierung. Besonderer Fokus wurde auf die Zeitabhängigkeit des Eindringprozesses und die damit verbundene Filterkuchenbildung und Stützdruckmobilisierung unmittelbar an der Erdwand sowie entlang der Eindringtiefe gelegt. Die Untersuchungen zeigen, dass sich analog zu Bentonitsuspensionen mit Hilfe von empiriebasierten Parametern je nach Polymertyp Grenzfälle definieren lassen, mit denen eine Einordnung in das Grundkonzept der inneren und äußeren Standsicherheit einer flüssigkeitsgestützten Erdwand nach DIN 4126:2013 möglich ist. Mithilfe empirisch modifizierter etablierter rheologischer Modelle sind außerdem numerische Näherungsrechnungen des zeitabhängigen Eindringverhaltens möglich. Eine Übertragung der Vorgehensweise zur Berücksichtigung einer abgestimmten Feinkornaufladung kann auch für Bentonitsuspensionen eine wirtschaftlichere Bemessung ermöglichen.

1 Einleitung

Begründet auf einer langen Anwendungsgeschichte gelten Bentonitsuspensionen zur temporären Stabilisierung von Erdwänden deutschlandweit wie auch international als etabliert und gut kalkulierbar. Risikobehaftete Einsatzbereiche, z.B. besondere chemische Randbedingungen, sind gut abzuschätzen. Trotzdem werden im europäischen Ausland und in Übersee vor allem im Spezialtiefbau immer häufiger Polymerlösungen eingesetzt. Gründe sind v.a. Wirtschaftlichkeit (z.B. günstigere Entsorgung, geringerer Materialbedarf, Verzicht auf Entsorgungsanlagen, teils wesentlich höhere vertikale Tragfähigkeit im Endzustand), Umweltverträglichkeit (z.B. Einsatz in Wasserschutzgebieten, in denen Bentonitsuspensionen nicht zugelassen sind) oder besondere chemische Randbedingungen (z.B. salzhaltige oder zementhaltige Böden) (Borghini, 2006, Haugwitz & Pulsfort, 2018; EFFC/DFI, 2018; Verst et al. 2022). In Deutschland bestehen aufgrund unklarer Umweltauswirkungen bisher Vorbehalte gegenüber Polymerlösungen (Lesemann, 2010); polymermodi-

fizierte Bentonitsuspensionen mit z.T. signifikanten Polymeranteilen aber haben sich inzwischen auch in Deutschland etabliert.

Für reine Bentonitsuspensionen, d.h. ohne die Berücksichtigung von Schwebstoffen, wurden auf Basis von Versuchen die Parameter d'_{10} (wirksamer Korndurchmesser) und τ_f (Fließgrenze) als repräsentative Parameter ermittelt, um eine Filterkuchenbildung bzw. die Stagnationstiefe zu bestimmen (Weiß, 1967, Müller-Kirchenbauer, 1977). Damit lassen sich die drei bekannten Versagensmechanismen einer flüssigkeitsgestützten Erdwand (Haugwitz & Pulsfort, 2018) für den für diese reinen Bentonitsuspensionen maßgebenden Nachweiszeitpunkt – die maximale Eindringtiefe – und damit zeitunabhängig nachweisen. Die aktuelle DIN 4126 und auch übliche Labor- und Baustellenversuche zur Qualitätssicherung (DIN 4127) orientieren sich entsprechend an der Funktionsweise von Bentonitsuspensionen. In diesem Rahmen sind übliche Polymerlösungen „schlechte“ Bentonitsuspensionen, da sie keine messbare Fließgrenze aufweisen. Au-



Berdem sind die einzelnen gelösten Polymerketten wesentlich kleiner als hydratisierte Bentonitkörner und damit ungünstiger für eine sich vergleichbar einstellende Filterkuchenbildung. Dennoch können auch polymerbasierte Stützflüssigkeiten aufgrund eines anderen Fließverhaltens unter üblichen Randbedingungen bei gleichem Druckniveau um ein Vielfaches geringere Eindringgeschwindigkeiten als reine Bentonitsuspensionen aufweisen und stagnieren (Verst, 2021). Analog zum empiriebasierten Ansatz für Bentonitsuspensionen fehlt für Polymerlösungen ein normierter Klassifizierungsrahmen, der eine kompakte und verlässliche Grundlage zur Abschätzung des Eindringverhaltens und damit für Standsicherheitsbetrachtungen, wirtschaftliche Vorkalkulationen und Baustellentests zur Qualitätssicherung bildet.

Vor diesem Hintergrund wurde eine große Anzahl an groß- und kleinmaßstäblichen Durchströmungsversuchen (1D und 2D) zum Eindringverhalten und zur Druckübertragung verschiedener polymerbasierter Stützflüssigkeiten – mit und ohne Berücksichtigung von granularen Schwebstoffen – durchgeführt, begleitet von einer rheologischen Fluidklassifizierung mit Differenzierung wirksamer Fluidbestandteile. Die wesentlichen Ergebnisse sollen im Folgenden kurz vorgestellt und den Erkenntnissen für Bentonitsuspensionen gegenübergestellt werden. Für eine ausführliche Erläuterung sei auf Verst (2021) verwiesen.

2 Polymerkategorie und typische Vertreter für Stützflüssigkeiten

Die Vorsicht bezüglich der Verwendung von Polymeren liegt nicht nur in dem Missverständnis begründet, Polymere seien grundsätzlich Kunststoffe – tatsächlich ist „Polymer“ nur der Oberbegriff für die Kategorie der großen Makromoleküle, die aus vielen Wiederholeinheiten zusammengesetzt sind (griech. poly meros = viele Teile), ungeachtet ihres Ursprungs. Dazu gehören u.a. Polysaccharide, Silikate und Tonminerale bestehen daraus, aber auch synthetische Derivate aus Produkten der Öl- und Gasindustrie gehören in diese Kategorie (Lechner et al., 2014, Carraher, 2018). Größe und Variabilität dieser Kategorie erschweren eine Klassifizierung.

Anwendung für Stützflüssigkeiten im Tunnel- und Spezialtiefbau finden wasserlösliche lineare Kettenpolymere, die als Viskosifizierer dienen, vor allem Carboxymethylcellulose/CMC, Xanthan/XAN und langkettige synthetische Acrylamid-Acrylat-Copolymere/AN, auch Polyacrylamide oder PHPA genannt (Tabelle 2-1). Sie unterscheiden sich neben ihrer Herkunft u.a. in ihrer Struktur und damit verbundenen Verformbarkeit und Stabilität. Das Fließverhalten einer solchen viskosen Lösung (sog. „Bulk“-Rheologie, Abbildung 2-1 & Abbildung 2-2) unterscheidet sich dabei an sich bereits grundlegend von Bentonitsuspensionen, vor allem durch eine stark scherratenabhängige Viskosität. Die Viskosität entsteht durch Interaktion der Polymerketten zueinander (Strukturviskosität). Bei langsamem Abscheren sind die Ketten verknäult und bieten einen maximalen Widerstand; mit zunehmender Schergeschwindigkeit entknäulen sie sich und der Widerstand sinkt. Dieses Verhalten unterscheidet sich je nach Verformbarkeit der Polymerketten und bedingt dadurch je nach Polymertyp ein unterschiedliches Verhalten, z. B. bezüglich der Dispergierbarkeit von granularen Schwebstoffen. Außerdem ist es dadurch nicht unmittelbar möglich, vom „Bulk“-Fließverhalten auf das Fließverhalten im engen Porenraum einer Bodenmatrix zu schließen (sog. „In-Situ“-Rheologie, Abbildung 2-3) (Lam & Jefferis, 2018, Verst, 2021).

Als Stützflüssigkeitsadditive werden zudem, wasserunlösliche, aber hoch quellfähige superabsorbierende polymere 3D-Netze verwendet, im Prinzip ähnlich zu quellfähigem Ton. Sie bilden mit Wasser wässrige Körner, sogenannte Hydrogele und eignen sich als Porenblocker für sehr durchlässige Böden (Peppas et al., 2012, Lam & Jefferis, 2018, Verst, 2021).

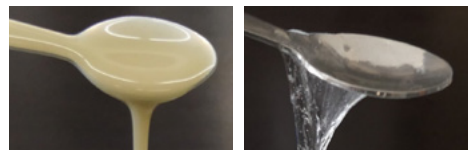


Abbildung 2-1: „Bulk“-Fließverhalten einer Bentonitsuspension (links) und einer PHPA-Lösung (rechts)

Polymer	Na-CMC	Xanthan	AN/PHPA
Herkunft	Natürlich, modifiziert (Cellulose/Holz)	Natürlich (aerobe Fermentation)	Synthetisch (Öl/Gas)
Ladung	Anionisch	Anionisch	Anionisch
Molekulargewicht	0,9–7 · 10 ⁵ Da	1–50 · 10 ⁶ Da	3–30 · 10 ⁶ Da (Bez.: -S kurz, -M mittel, -H lang)
Wiederholeinheiten	Anhydroglucose	Pentasaccharid	Acrylamid, Acrylat
Struktur	Relativ steif, komplex	Steif, komplex	Flexibel, dünn
Stabilität	Sensibel für pH-Wert-Änderungen und polyvalente gelöste Kationen, langsam biologisch abbaubar	Sensibel für bakteriellen Angriff, leicht biologisch abbaubar, sensibel für mechanische Degradierung	Sensibel für pH-Wert-Änderungen und polyvalente Kationen, kaum biologisch abbaubar, äußerst sensibel für mechanische Degradierung bei hohem Molekulargewicht
Konzentration in Lösung	2-5 g/l	1,5-3 g/l	0,5-1,5 g/l

Tabelle 2-1: Eigenschaften und Zusammensetzung typischer Viskosifizierer

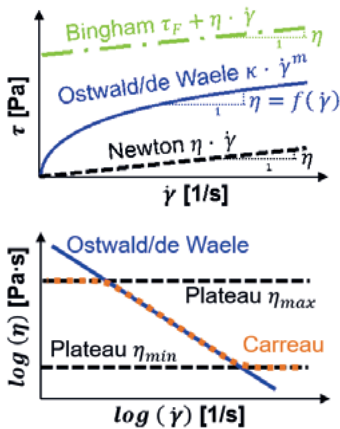


Abbildung 2-2: Übersicht zu üblichen bulk-rheologischen Modellen für Bentonitsuspensionen (Bingham) und Polymerlösungen (Ostwald/de Waele/Carreau)

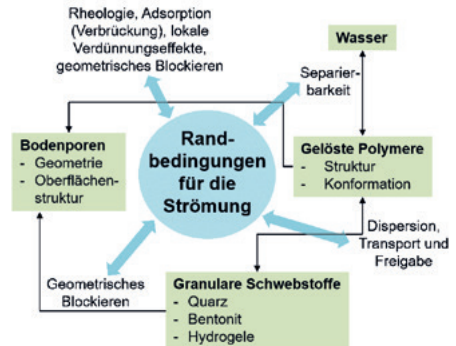


Abbildung 2-3: Interaktionsmechanismen zwischen Boden, viskosem Stützfluid (Polymerlösung) und granularen Schwebstoffen, die das „In-Situ“-Fließverhalten bestimmen

3 Standsicherheit flüssigkeitsgestützter Erdwände und Randbedingungen zur Klassifizierung

Den Rahmen für eine Stützflüssigkeitsklassifizierung bilden die drei Versagensmechanismen einer flüssigkeitsgestützten Erdwand, die die Anforderungen an die Stützflüssigkeit definieren (Haugwitz & Pulsfort, 2018). Sie bilden die Basis für die aktuelle DIN 4126, können aber grundsätzlich auch fluidunabhängig wie folgt formuliert werden:



(1) Zutritt von Grundwasser:

$$p_{w,dst,d} \leq p_{F,stab,d}$$

(2) Ableiten eines Bodenmonolithen (äußere Standsicherheit):

$$\max\left(\frac{E_{ah,dst,d}}{s_{stab,d}}\right) \leq 1$$

(3) Ableiten von Einzelkörnern oder Korngruppen (innere Standsicherheit) über den sog. Druckgradienten f_{s0} :

$$f_{s0,Wand,d} \geq \frac{\gamma'_d}{\tan \phi'_d} = f_{s0,Wand,erf,d}$$

Von diesen Versagensfällen werden die Fälle (2) und (3) vom Eindringverhalten beeinflusst, also von der Interaktion zwischen Boden und Stützflüssigkeit. Allgemein können dabei zwei Grenzfälle unterschieden werden:

- (a) viskose Eindringung (viskoses Fließen) mit Schubspannungsmobilisierung entlang der Porenkanäle, bei dem der Druckverlauf der zeitabhängigen Eindringung folgt (Abbildung 3-1) (potenziell mit Stagnation aufgrund einer Fließgrenze) sowie
- (b) effektive Kolmation (Filterkuchenbildung) und Stützdruckübertragung über den Filterkuchen, mit zunehmendem Druckübertrag unmittelbar an der Kolmationszone durch ein Verstopfen der Poren mit abgelagerdem Feinkorn (Abbildung 3-2).

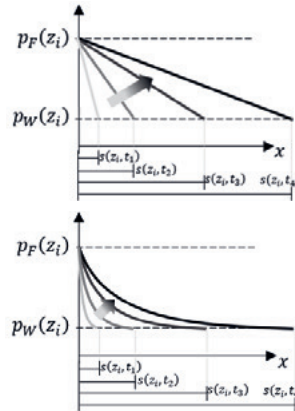


Abbildung 3-1: Viskoses Fließen – Druckverlauf entlang der Eindringtiefe $s(z_i, t)$ in Tiefe z_i zu verschiedenen Zeitpunkten t_1-t_4 (hell zu dunkel) und zugehörigen $s(z_i, t)$

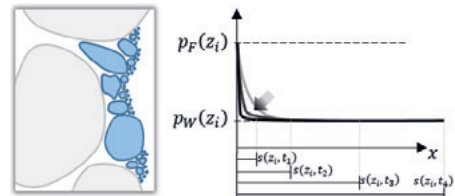


Abbildung 3-2: Kolmation – Druckverlauf entlang der Eindringtiefe $s(z_i, t)$ in Tiefe z_i zu verschiedenen Zeitpunkten t_1-t_4 und zugehörigen $s(z_i, t)$

Eindringversuche mit Porenwasserdruckmessung mit Polymerlösungen (Verst, 2021) wie auch Bentonitsuspensionen (Mianji et al., 2021) in Fein- bis Grobsand haben gezeigt, dass die Stützflüssigkeit vor Beginn des Kolmationsprozesses zunächst viskos eindringt (Bsp. Abbildung 3-3 Druckverlauf hellgrau bis schwarz, gleichfarbige vertikale Linien = Eindringtiefen), bis sich genügend Feinkorn an der Erdwand abgelagert hat, um eine Stützdruckübertragung über den sich aufbauenden Filterkuchen zu ermöglichen (Bsp. Abbildung 3-3 Druckverlauf hellrot bis dunkelrot).

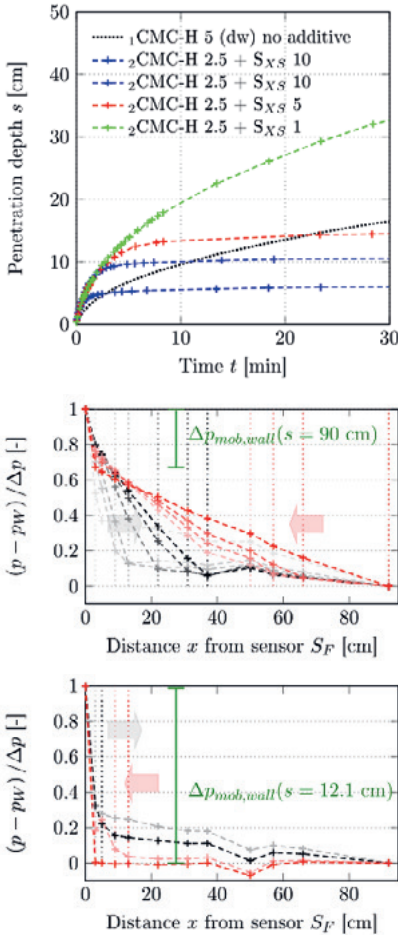


Abbildung 3-3: Vergleich des Eindringverhaltens von CMC-Lösungen mit und ohne Quarzmehl (S_{XS} , 1-10 g/l) in Mittelsand ($d_{30} = 0,33$) mit normiertem Verlauf des Druckabfalls entlang der Bodensäule ($L = 90$ cm, $\Delta p \approx 0,15$)

Für die äußere Standsicherheit (2) ist die Kenntnis über die zeitabhängige Eindringung $s(t)$ und der Verlauf der zugehörigen Druckübertragung entlang der Eindringtiefe $\Delta p(x,t)$ notwendig, da die Stützkraft $S_k(t_1, \vartheta) = \int \Delta p_{mob}(t_1, \vartheta) dz$ nur innerhalb des abgleitenden Bodenmonolithen mobilisiert werden kann (Abbildung 3-4). Wenn die Eindringtiefe s die Monolithbreite l überschreitet (Abbildung 3-4, Tiefe z_2), kann z. B. bei nichtlinearer Druckübertragung mehr Stützdruck Δp_{mob} mobilisiert werden. (Ein nichtlinea-

rer Druckverlauf kann sich u. a. durch räumliche Eindringverhältnisse (z. B. Bohrpfahl) oder auch durch Effekte aus der In-Situ-Rheologie einstellen). Für die innere Standsicherheit (3) im Besonderen ist die Größe des mobilisierten Stützdrucks unmittelbar an der Erdwand $\Delta p_{mob, Wand}(t)$ bzw. der Druckgradient $f_{s0, Wand}(t)$ erforderlich. Bei nichtlinearem Druckverlauf unterscheidet sich hier der Gradient – formuliert als Ableitung des Druckverlaufs entlang s – entlang der Eindringstrecke und ist unmittelbar an der Erdwand größer.

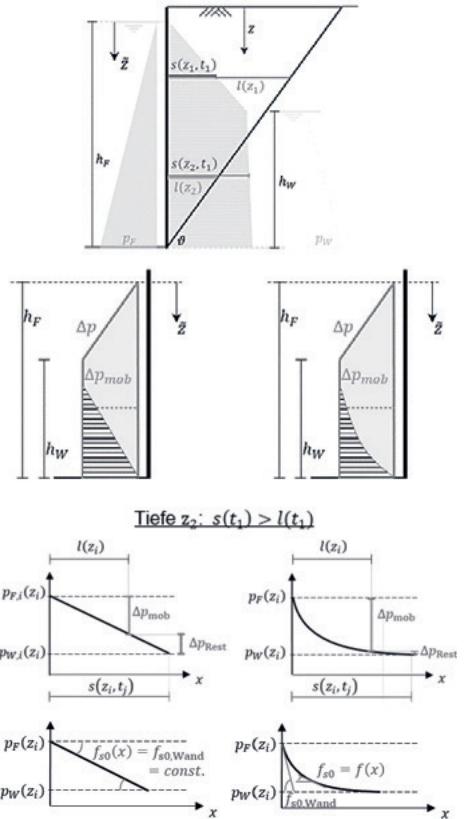


Abbildung 3-4: Einfluss des Druckverlaufes entlang der Tiefe z und der Eindringtiefe $s(z, t_1)$ auf Stützdruckübertragung und Druckgradient

Im Fall der viskosen Eindringung ist die maximale Eindringtiefe der maßgebende Zeitpunkt für den Standsicherheitsnachweis ($t_{crit} = t_{max}$), für den die entsprechenden Zielgrößen Eindringtiefe und Druck-



verlauf bestimmt werden müssen. Im Fall einer effektiven Kolmation mit voller Membranwirkung sind die kritischen Zeitpunkte definiert durch den Übergang von viskoser Eindringung zur Kolmation ($s_{crit,1}$) (minimaler Druckgradient an der Erdwand) und den Stagnationszeitpunkt mit voller Membranwirkung der Kolmationszone ($s_{crit,2}$) (Abbildung 3-5).

Für reine Bentonitsuspensionen erfolgt die Zielgrößenbestimmung über die Parameter d_{10} und τ_f und die Annahme eines linearen Druckabbaus entlang der Eindringtiefe. Ein empirisch begründeter Zusammenhang zur Bestimmung der Stagnationstiefe mit Feinkornaufladung auf Basis der Kornverteilung wurde von Thienert (2011) in Anlehnung an die Filterkriterien von Terzaghi formuliert.

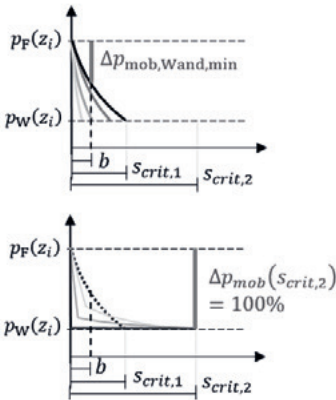


Abbildung 3-5: Charakteristische Phasen der Eindringung unter Berücksichtigung einer effektiven Kolmation durch granulare Schwebstoffe

4 Empirisch basierte Klassifizierungsgrößen für polymerbasierte Stützflüssigkeiten

4.1 Rein viskose Polymerlösung

Das Fehlen einer messbaren Fließgrenze bedingt, dass für das rein viskose Basisfluid keine Stagnation möglich ist. Allerdings reduziert sich die Eindringgeschwindigkeit mit zunehmender Eindringtiefe signifikant aufgrund der stark überlinear zunehmenden Viskosität der Polymerlösungen, die bei geringer Fließgeschwindigkeit ein Vielfaches der von Ben-

tonitsuspensionen beträgt. Zudem stellt sich charakteristisch je nach Polymertyp ein nichtlinearer Druckverlauf entlang der Eindringtiefe ein, der bei Standsicherheitsbetrachtungen begünstigend berücksichtigt werden kann.

Auf Basis von Eindringversuchen in Fein- bis Mittelsand mit gezielter Variation einzelner Kornfraktionen als anstehendem Boden und Vergleich mit breiteren Kornverteilungen konnten analog zum d_{10} -Wert für Bentonitsuspensionen repräsentative Korndurchmesser für Polymerlösungen bestimmt werden, die sich je nach Polymertyp unterscheiden: d_{30} für die komplexeren Polymerstrukturen XAN und CMC und d_{50} für die dünneren langkettigeren synthetischen Polymere (PHPA).

Über den repräsentativen Korndurchmesser kann das zeitabhängige Eindringverhalten über vorhandene Eindringkurven oder kleinmaßstäbliche Eindringversuche am Referenzboden abgeschätzt werden. Zur rechnerischen Ermittlung des zeitabhängigen Verlaufs der Eindringung rein viskoser Polymerlösungen eignen sich einfache Kapillarbündelmodelle unter Zugrundelegung des rheologischen Modells nach Ostwald und de Waele (Abbildung 4-1), wie sie z.B. durch Steinhoff (1993) formuliert wurden. Diese Modelle finden auch in der Ölindustrie häufig Anwendung und bilden dort die Basis numerischer Simulationen. Jedoch zeigen die Laborversuche, dass die charakteristische Interaktion zwischen Polymerstruktur und Boden über empirische Korrekturfaktoren berücksichtigt werden muss.

Bezüglich rheologischer Parameter und Korrekturfaktoren als Basis für Kapillarbündelrechnungen, für vergleichende Eindringkurven sowie charakteristische nichtlineare Druckverläufe für die untersuchten Polymertypen in Fein- und Mittelsand sei auf Verst (2021) verwiesen.

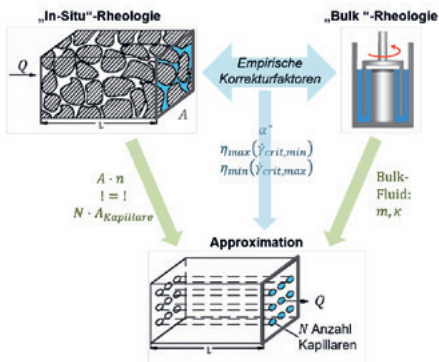


Abbildung 4-1: Kapillarbündelmodellansatz mit Optimierung über empirisch bestimmte Korrekturfaktoren zur Berücksichtigung der Interaktion der Polymere in Lösung mit dem Korngerüst

4.2 Schwebstoffe, Filterkuchenbildung und Kolmation

In Böden mittlerer bis hoher Durchlässigkeit können sich bei Ansatz rein strukturviskoser Eindringung, d. h. ohne Berücksichtigung granularer Schwebstoffe, rechnerisch mit zunehmender Zeit hohe Eindringtiefen ergeben, sodass theoretisch ab Überschreiten eines kritischen Zeitpunkts eine ausreichende Standsicherheit nicht mehr gegeben ist.

Mithilfe granularer Schwebstoffe aus dem anstehenden Baugrund oder durch gezielte Zugabe entsteht bei CMC- und XAN-Lösungen aber eine effektive Kolmation mit Stagnation bei vollständiger Membranwirkung an der Erdwand, sofern die Korngrößenverteilung aus Schwebstoffmaterial auf den zu stützenden Boden abgestimmt ist. Quarzkörner lassen sich in CMC- und XAN-Lösungen leicht dispergieren, mit

ausreichender Polymerkonzentration (Viskosität) sinken die Körner nur langsam ab, sodass sie für die Kolmation zur Verfügung stehen. Im Vergleich zum Filterkriterium nach Terzaghi sind dabei größere Verhältnisse zwischen Feinkorndurchmesser und repräsentativem Korndurchmesser des Baugrundes möglich, da die Schwebstoffe von Polymer umhüllt sind. Einen Überblick über erforderliche granulare Additive und resultierende Verhältnisse der Korndurchmesser für CMC und XAN ermittelt auf Basis einer Parametervariation mit Eindringversuchen im Kleinmaßstab gibt Tabelle 4-1. Es entsteht dann ein sehr dünner Filterkuchen unmittelbar an der Erdwand (Abbildung 4-3), der in seiner Größe im Gegensatz zu Filterkuchen aus Bentonitsuspension auch kaum anwachsen kann, u. a., da die Restfiltrationsgeschwindigkeit zu gering ist, um weitere Schwebstoffe kolmatieren zu lassen.

In PHPA-Lösungen lassen sich Quarzkörner zwischen den langen und flexiblen Polymerketten kaum dispergieren, jedoch entstehen bei Mischung mit niedrigkonzentrierter Bentonitsuspension (5-10 g/l) flexible, wässrige Bentonitflocken, die eine ebensolche Kolmationswirkung besitzen (Tabelle 4-2 und Abbildung 4-2).

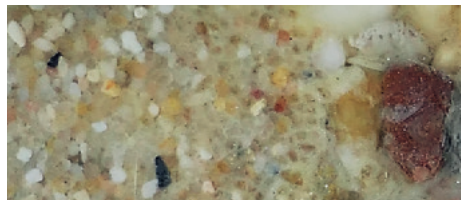


Abbildung 4-2: Kolmationszone (Filterkuchen) durch Bentonitflocken in Grobsand mit PHPA-Lösungen im 1D-Eindringversuch mit Stagnation

Boden d_{30} [mm]	Quarzkorn-Additiv für CMC/XAN d_{Add} [mm]				$\frac{d_{30}}{d_{Add}}$
	0/0,125	0,125/0,25	0,4/0,5 ^{a)}	0,71/1 ^{a)}	
0,125/0,25	(X)	-	-	-	5
0,4/0,5	X	(X)	-	-	7-10
0,71/1	X	X	-	-	5-20
1,6/2	X	X	(X)	X/(X)	2-10
2,8/4	X	X	X	(X)	7,5
5,6/6,3	X	X	X	X	7

X notwendig, (X) empfohlen, - nicht anwendbar ^{a)} Höhere Polymerdosis empfohlen

Tabelle 4-1: Erforderliche granulare Additive für eine effektive Kolmation mit CMC oder XAN



Boden d_{50} [mm]	Additiv-Typ für PHPA	
	Bentonitflocken	Hydrogele
0,125/0,25	(X)	-
0,4/0,5	(X)	-
0,71/1	X	o
1,6/2	-	X
2,8/4	-	X
5,6/6,3	-	X

X notwendig, (X) empfohlen, o möglich, - nicht anwendbar

Tabelle 4-2: Erforderliche granuläre Additive für eine effektive Kolmation mit PHPA

Die Ergebnisse der zugehörigen großmaßstäblichen Eindringversuche zeigen, diesbezüglich, dass signifikante Änderungen in der Druckmobilisierung an der Erdwand als Änderungen im Fließgeschwindigkeitsverlauf sichtbar werden ($\Delta p_{\text{mob, Wand}}(s) \sim \Delta v_{\text{Darcy}}(s)$)

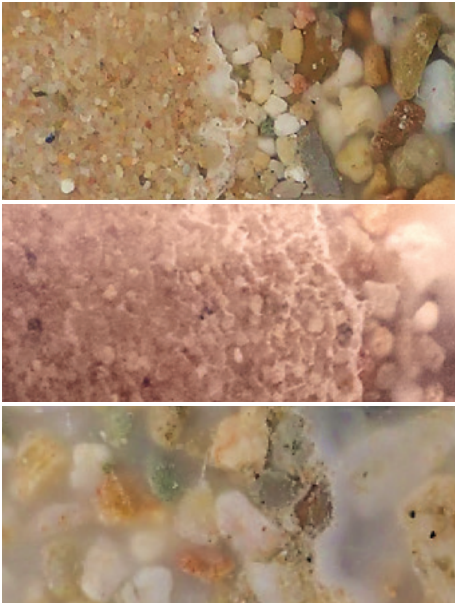


Abbildung 4-3: Kolmationszone (Filterkuchen) durch Quarzkörner in Sand und Kies mit CMC/XAN-Lösungen im 1D-Eindringversuch mit Stagnation

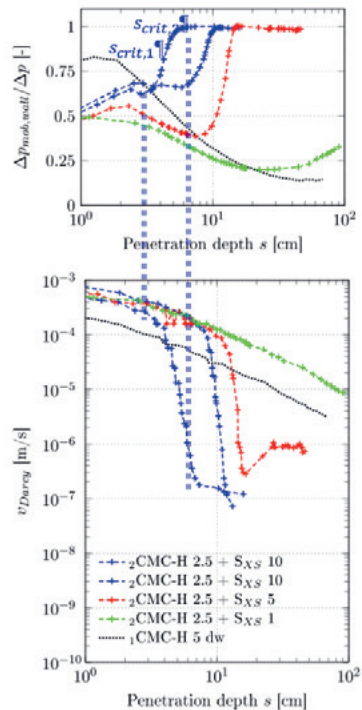


Abbildung 4-4: Charakteristische Eindringtiefen $s_{\text{crit},1}$ (Übergang zwischen viskosem Fließen und Kolmation) und $s_{\text{crit},2}$ (volle Membranwirkung der Kolmationszone) am Beispiel der Eindringung von CMC mit Quarzmehlaufladung (vgl. Abbildung 3-3)

(Abbildung 4-4). Im Hinblick auf eine Bestimmung der maßgebenden Kolmationsparameter ist es also ausreichend, signifikante Veränderungen der Fließgeschwindigkeit zu messen. Damit können die für

die zwei charakteristischen Eindringtiefen zur Markierung von Beginn ($s_{crit,1}$) und Ende ($s_{crit,2}$) des Kolmationsprozesses mittels einfacher kleinmaßstäblicher Eindringversuche am Referenzboden mit bestimmt werden. Dieses Vorgehen ist auch auf Bentonitsuspensionen mit Feinkornaufladung übertragbar.

5 Fazit und Schlussfolgerungen

Die hier dargestellten Erläuterungen haben gezeigt, dass das Grundkonzept für die Bewertung der Standsicherheit einer flüssigkeitsgestützten Erdwand auf Basis von Versagensmechanismen, das DIN 4126:2013 zugrunde liegt, fluidunabhängig formuliert werden kann und daher grundsätzlich auch auf Polymerlösungen anwendbar ist.

Auf Basis der Laborversuche konnten Klassifizierungsparameter gefunden werden, die eine Einordnung in die Grenzfälle des viskosen Fließens oder der Kolmation und eine entsprechende Prognose ermöglichen. Bei der Einordnung in den jeweiligen Grenzfall müssen für die Polymerkategorie eigene empiriebasierte Parameter verwendet werden, da sich die Interaktion der Polymerlösung mit dem anstehenden Porengerüst anders gestaltet als bei Bentonitsuspensionen. Dabei unterscheiden sich auch die verschiedenen Polymertypen nicht unwesentlich voneinander, z.B. hinsichtlich ihrer Interaktion mit Schwebstoffen.

Damit kann die Standsicherheit und unterschieden nach Wirkungsweise ähnlich wie für Bentonitsuspensionen für die maßgebende Eindringtiefe überprüft werden.

Eine gezielte Berücksichtigung von Feinkornaufladung, aus der Bentonifilterkuchen grundsätzlich ohnehin maßgeblich bestehen (Verst, 2022), analog zur Vorgehensweise von Polymerlösungen, kann auch bei Bentonitsuspensionen im Vergleich zum Ansatz einer reinen Bentonitsuspension nach DIN-Ansatz zu einer wirtschaftlicheren Bemessung führen. Testmethoden zur Sicherstellung der Wirkungsweise müssten dabei jedoch allgemein daran angepasst

werden, also z.B. eine ausreichend suspendierte Feinkornaufladung mit passender Kornverteilung garantieren. Für eine Diskussion möglicher baustellentauglicher Testmethoden sowie für Betrachtungen zur Umweltverträglichkeit von Polymerlösungen und deren biologischen Abbaumechanismen als Grundlage für eine wasserwirtschaftliche Genehmigungsfähigkeit sei auf Verst (2021) verwiesen.

Literaturverzeichnis

- Borghi, F.X. (2006). *Soil conditioning for pipe jacking and tunnelling*. Dissertation, University of Cambridge. DOI: 10.17863/CAM.19109
- Carraher Jr., C.E. (2018). *Carraher's polymer chemistry*. 10th ed. Boca Raton: CRC Press, Taylor & Francis Group.
- DIN 4126 (2013). *Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden*. Berlin: Beuth
- DIN EN 1536 (2015). *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Bohrpfähle*. Berlin: Beuth
- DIN EN 1538 (2015). *Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Schlitzwände*. Berlin: Beuth
- DIN EN 1997-1 (2014). *Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik, Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013*. Berlin: Beuth
- EFFC/DFI (2019). *Guide to Support Fluids for Deep Foundations*. https://www.effc.org/content/uploads/2019/04/EFFC_Support_Fluids_Guide_FINAL.pdf
- Haugwitz, H.G.; Pulsfort, M. (2018). *Pfahlwände, Schlitzwände, Dichtwände* in Witt, K.J. (Hrsg.) *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 3, 8. Auflage, S. 823–907. Berlin: Ernst & Sohn
- Lam, C.; Jefferis, S.A. (2018). *Polymer support fluids in Civil Engineering*. ICE Publishing
- Lechner, M. D.; Gehrke, K.; Nordmeier, E. H. (2014). *Makromolekulare Chemie: Ein Lehrbuch für Chemiker, Physiker, Materialwissenschaftler und Verfahrenstechniker*. Berlin, Heidelberg: Springer Spektrum, ISBN 978-3-642-41769-6



- Lesemann, H. (2010). *Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden*. Dissertation. Technische Universität München
- Lesemann, H.; Schwab, G. (2015). *Flüssigkeitsstützung in der Wüste – Gründungspfähle für den Kingdom Tower in Jeddah*. In: Vorträge zum 22. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium. Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, pp. 169–178
- Mianji, P.; Baille, W.; Wichtmann, T.; Verst, R.; Pulsfort, M. (2021). *Influence of mineral or polymeric modification on bentonite-based tunnel face support* in Geotechnical Aspects of Underground Construction in Soft Ground, pp. 796-803, CRC Press, DOI: 10.1201/9780429321559-105
- Müller-Kirchenbauer, H. (1977). *Stability of slurry trenches in inhomogeneous subsoil* in 9th International conference on soil mechanics and foundation engineering, pp. 125–132
- Peppas, N.A.; Slaughter, B.V.; Kanelberger, M.A. (2012). *Hydrogels* in: Polymer science: A comprehensive reference. pp. 385–395. Elsevier, DOI: 10.1016/b978-0-444-53349-4.00226-0
- Steinhoff, J. (1993). *Standortsicherheitsbetrachtungen für polymergestützte Erdwände*. Dissertation, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal
- Thienert, C. (2011). *Zementfreie Mörtel für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust* Dissertation, Bergische Universität Wuppertal
- Verst, R. (2021). *Stabilisation mechanisms of polymer solutions in the context of temporary earth-wall support – Stabilisierungswirkung von Polymerlösungen bei der Stützung von Erdwänden*. Dissertation. Bergische Universität Wuppertal
- Verst, R., v. Blumenthal, A., Du, J., König, D., Pulsfort, M. & Wichtmann, T. (2022). *Systematic laboratory and field study on the shear resistance of the soil-concrete interface of diaphragm walls and bored piles*. International conference on deep foundations and ground improvement – smart construction for the future. DFI/EFFC. Berlin
- Weiß, F. (1967). *Die Standfestigkeit flüssigkeitsgestützter Erdwände* in Bauingenieur-Praxis 70
- Xiong, B.; Loss, R. D.; Shields, D.; Pawlik, T.; Hochreiter, R.; Zydney, A. L.; Kumar, M. (2018). *Polyacrylamide degradation and its implications in environmental systems* in: npj Clean Water 1.17, pp. 1–9. DOI: 10.1038/s41545-018-0016-8

Bemessung und Qualitätssicherung von rigid inclusions mit Pressiometerversuchen und leichten Probelastungen für ein Logistikzentrum in Kopenhagen

Christopher Tinat M.Sc., MENARD GmbH

Säulen mit hoher Steifigkeit und einer signifikanten Eigenfestigkeit werden international als rigid inclusions bezeichnet. In Deutschland behandelt der Arbeitskreis 2.8 der DGGT diese Gründungssysteme unter dem Begriff Stabilisierungssäulen (STS) und erarbeitet Empfehlungen zur Bemessung und Ausführung. Im vorliegenden Arbeitsentwurf des Eurocode 7 Teil 3 werden Stabilisierungssäulen der Gruppe BII zugeordnet, d.h. der Klasse „Discrete Ground Improvement with rigid inclusions“ zugewiesen. Bei der Bemessung des Gesamtsystems ist zu beachten, dass Interaktionsmechanismen zwischen Säulen, Lastverteilungsschicht (LVS) und der aufgelagerten Konstruktion eintreten. Die aufgelagerte Konstruktion, die LVS, die Säulen und der Boden zwischen den Säulen interagieren und bilden das zu bemessene Gesamtsystem.

Im vorliegenden Beitrag wird am Beispiel eines Logistikzentrums in der Nähe von Kopenhagen die Bemessung von Nassmörtelsäulen nach dem CMC-Verfahren unter Berücksichtigung des Gesamtsystems und der Interaktionsmechanismen basierend auf international bewährten Ansätzen vorgestellt. Für das großflächige Säulenraster unter der Bodenplatte wird das System am Modell einer Einheitszelle berechnet. Die Interaktion zwischen den Säulen und dem Boden wird anhand der mobilisierten Scherspannung am Säulenmantel beschrieben, welche aus der Relativverschiebung zwischen Säule und Boden in der jeweiligen Tiefe resultiert. Die Verschiebung der Säule wird nach den französischen ASIRI-Empfehlungen anhand der Mobilisierungskurven nach FRANK/ZHAO (1982) basierend auf den örtlich durchgeführten Pressiometerparametern ermittelt und anhand von statischen Probelastungen mit dem Trägergerät verifiziert sowie kalibriert.

1 Einleitung

Das Praxisbeispiel des Logistikzentrums nahe Kopenhagen stellt ein typisches Anwendungsgebiet von Säulen System CMC dar. Während solche Gründungssysteme in Deutschland bereits Stand der Technik sind, handelt es sich um das erste *rigid inclusion* Projekt für eine Lagerhalle in Dänemark. Entsprechend wurde die Bemessung basierend auf den international anerkannten ASIRI-Empfehlungen (IREX, 2012) durchgeführt.

Die setzungsempfindlichen Strukturen der Logistikhalle, wie die mit geringem Stahlgehalt faserbewehrte Bodenplatte und die hochbelasteten Einzelfundamente, erfordern Sondergründungsmaßnahmen zur Einhaltung der Gebrauchstauglichkeitsanforderungen auf dem kompressiblen Baugrund.

Zur wirtschaftlichen Optimierung der Bodenplatte (Dicke und Bewehrung) wird eine Lastverteilungs-

schicht (LVS) oberhalb der Säulen bemessen und hinsichtlich Mächtigkeit und Widerstand gegen lokale Bruchzustände auf das Gesamtsystem ausgerichtet. Ziel der LVS ist es, die unbewehrten Säulen vom Bauwerk zu entkoppeln und die Bemessung der aufgelagerten Konstruktion mit dem Ansatz einer weitestgehend gleichmäßig flächigen Bettung auf der LVS zu ermöglichen. Dabei ist die Interaktion zwischen Säulen, LVS und Stahlbetonplatte zu berücksichtigen, welche zusätzliche Beanspruchungen in der LVS und in der Bodenplatte hervorruft, die bei der Auslegung der Bodenplatte zu berücksichtigen sind.

2 Projektvorstellung

Das Bauprojekt des neuen Vertriebszentrums Solrød ist eines der größten Logistikprojekte der letzten Jahrzehnte in Dänemark. Der Projektstandort befindet



sich in der Nähe von Solrød Strand in der Bucht von Køge westlich der Autobahn E20, eine Hauptverkehrsachsen nach Kopenhagen.

Das Gesamtprojekt umfasst eine bebaute Fläche von ca. 380.000 m², die in sechs Abschnitten (Units) mit mehreren Lagergebäuden und Logistikzentren unterteilt ist (Abbildung 1).



Abbildung 1: Gesamtprojekt Logistikpark Solrød mit 380.000 m² Hallenfläche auf 6 Units

Insbesondere im Bereich der Unit 1 im Süden des Areals wurden mächtige anthropogene Aufschüttungen und kompressible Schluffe bei der Erkundung angetroffen. Die würden bei einer direkten Flachgründung des Gebäudes ohne Bodenverbesserung zu inakzeptablen Setzungen und Verformungen von bis zu 7 cm führen. Die anderen Units konnten nach einem Bodenaustausch flach gegründet werden.

In Dänemark wurden bis dato keine rigid inclusion Gründungen geplant oder ausgeführt. Daher ist der Bauherr zunächst von einer konventionellen Pfahlgründung der Bodenplatte und der Einzelfundamente ausgegangen.

Da die geplante Pfahlgründung zu einer hochbehrten und bis zu 40 cm mächtigen Bodenplatte geführt hätte, wurde das für Dänemark erste Konzept einer CMC-Gründung in Kombination mit einer LVS nach den ASIRI-Empfehlungen (IREX, 2012) ausgearbeitet. Neben den wirtschaftlichen Vorteilen konnten dadurch die in Dänemark strengen Nachhaltigkeits-Anforderungen nach DGNB-Standard durch Einsparung von Beton und Stahl insbesondere in der Bodenplatte eingehalten werden.

2.1 Ergebnisse Vorerkundung

Das Projektareal wurde im Zuge des Planungsprozesses zur Auslegung der ursprünglich geplanten Pfahlgründung mittels Drucksondierungen (CPT) und direkten Bohrungen aufgeschlossen. Für die Unit 1

wurden Pfahlängen von bis zu 15 m Länge in der Ursprungsplanung ermittelt.

Da die Baugrundbedingungen lokal stark schwanken und zur Bemessung der Säulengründung die bodenmechanischen Eigenschaften der kompressiblen Schichten von maßgebender Bedeutung sind, wurden ergänzend Pressiometerversuche nach Ménard gemäß DIN EN ISO 22476-4 für die Bemessung der CMC-Gründung ausgeführt.

2.1.1 Einführung zur Pressiometrie

Der Pressiometerversuch nach Ménard (PMT) ist ein in situ Belastungsversuch zur Bestimmung des Spannungs-Verformungsverhaltens des Bodens und gilt als Weiterentwicklung des konventionellen Bohrlochaufweitungsversuches mit Seitendruckgerät. Es wird auf eine Bohrlochwandung eine stufenweise gesteigerte Druckspannung mittels Gummimembran aufgebracht. Die dabei erzeugte Deformation wird gemessen, indem das Volumen der in die Messzelle nachlaufenden Flüssigkeit an der Messeinheit abgelesen wird.

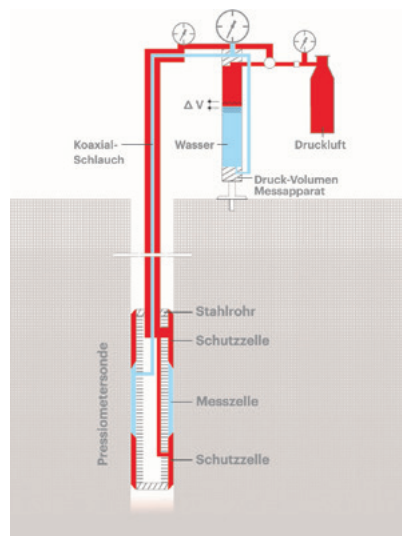


Abbildung 2: Prinzipskizze der Pressiometrie

Die Messzelle befindet sich zwischen zwei Schutzzellen, welche ebenfalls mit Druck beaufschlagt werden. Hierdurch werden Randverformungen aus der Messzelle infolge einer Lastausbreitung ausge-

geschlossen, womit das Verformungsverhalten des Bodens an einem radialsymmetrischen, unendlich ausgedehnten zylindrischen System beschrieben werden kann. Der Druck auf die Messzelle wird durch die inkompressible Flüssigkeit drückende Pressluft erzeugt. Der Versuchsaufbau und wesentliche Bestandteile der Pressiometerapparatur werden in Abbildung 2 schematisch dargestellt.

2.1.2 Ergebnisse der Pressiometrie

Die zehn Ansatzpunkte der Pressiometrie wurden über die Hallengrundfläche der Unit 1 verteilt. Die Messungen erfolgten in einem Tiefenintervall von ca. 1,5 m, damit ein Steifigkeits- und Festigkeitsprofil über die Tiefe ausgewertet werden konnte. Im Rahmen des vorliegenden Beitrags werden exemplarisch die folgenden drei Bemessungspunkte behandelt, welche die Variation des Baugrunds und der Säulenlänge widerspiegeln:

CMC-Nr.	OK AE (DVR90)	Progn. UK CMC (DVR90)	Gep. Länge CMC (m)	ist Länge CMC (m)
1645	+4,8	-8,5	13,3	13,6
2214	+4,8	-7,5	12,3	12,2
2791	+4,8	-4,5	9,3	9,3

DVR90 = Referenzhöhe DK (Dansk Vertikal Reference)

Tabelle 1: Angaben zu den in diesem Beitrag vorgestellten Bemessungspunkten

Die geplante Länge bzw. Absetztiefe der CMC (DVR90) wurde an den Ergebnissen der CPT sowie PMT festgelegt und im Zuge der Herstellung durch die Aufzeichnung der Bohrparameter überprüft. Die CMC sollten ca. 50 cm in die mitteldicht gelagerten Sande bei einem $p_{LM} > 2 \text{ MN/m}^2$ abgesetzt werden, um eine ausreichende Steifigkeit der CMC zu erreichen. An den drei Messpunkten wurden folgende Pressiometerparameter vor Ausführung der CMC gemessen:

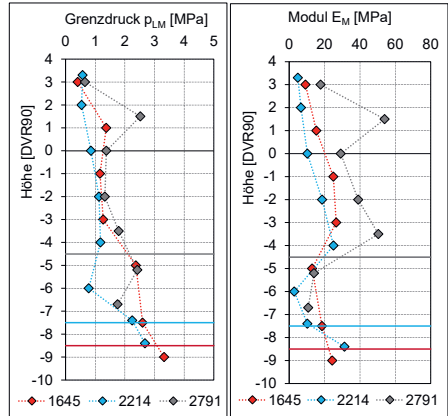


Abbildung 3: Ergebnisse der Pressiometrie an den geplanten Säulenansatzpunkten 1645, 2214 und 2791

2.2 Ausführung der CMC

Das CMC-Verfahren ist eine Methode zur Herstellung von *rigid inclusions*. CMC sind vollverdrängende, unbewehrte Betonsäulen mit einem Durchmesser von 28 bis 60 cm. Im vorgestellten Projekt konnte ein vergleichsweise kleiner Durchmesser von $D_{CMC} = 28 \text{ cm}$ bei einem Regelraster von ca. 8 m^2 je Säule ausgeführt werden, um die Setzungsanforderungen einzuhalten. Insgesamt wurden rd. 3.000 CMC auf einer Teilfläche von 20.000 m^2 inkl. der Einzelfundamente niedergebracht.

Der Vollverdrängungsbohrer wird rotierend mit großem Drehmoment in den zu verbessernden Boden abgeteuf, siehe Abbildung 4.

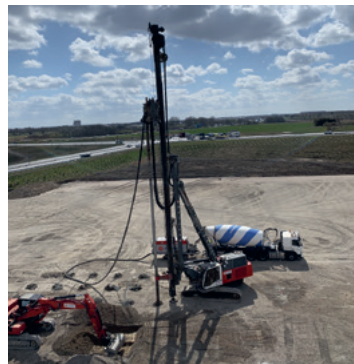


Abbildung 4: Herstellung der CMC im Raster und Fundamentaushub im frischen Zustand



Der tragfähige Horizont wird anhand der Aufzeichnungsparameter während des Absenkens detektiert und mit den Ergebnissen der Vorerkundung und geplanten Absetztiefen validiert. Mit der rasterförmigen Anordnung der CMC wird der Baugrund durch die Aufzeichnung der Bohrparameter engmaschig in Ergänzung zu den vorliegenden Erkundungen indirekt aufgeschlossen. Damit kann auf geologische Schwankungen während der Herstellung reagiert und die Säulenlänge entsprechend angepasst werden. Nach dem Erreichen der erforderlichen Tiefe erfolgt die Injektion des Betons im Kontraktorverfahren mit einem an den umgebenden Boden angepassten Druck.

3 Tragverhalten von rigid inclusions

3.1 Allgemeines

Die Bodenplatte, die Lastverteilungsschicht (LVS), die Säulen und der Boden zwischen den Säulen interagieren und bilden ein Gesamtsystem. Die auf die Bodenplatte einwirkenden Punkt- oder Flächenlasten werden über die LVS in die Säulen und auf den zwischen den Säulen befindlichen Boden übertragen. Die bewehrte Betonplatte oberhalb der LVS stellt eine starre Lasteinleitung dar. D. h., die Verformungen der Bodenplatte sind gleichmäßig und es treten nahezu keine Differenzsetzungen an der Oberkante der LVS auf. Aufgrund der behinderten Verformungen treten Spannungsdifferenzen auf. Die Spannungen in der Bodenplatte ergeben sich in Abhängigkeit der Bettungssteifigkeiten. Entsprechend kommt es aufgrund der höheren Steifigkeit der Säulen zu einer Spannungskonzentration an den Säulenköpfen. Restspannungen werden über den Boden zwischen den Säulen eingeleitet. Durch die Kompression des Bodens zwischen den Säulen, werden die Säulen im oberen Bereich zusätzlich durch negative Mantelreibung beansprucht, bis zur neutralen Ebene, unterhalb derer die Verformungen des Bodens die Verschiebung der Säule unterschreiten und eine positive Mantelreibung eintritt. Die Lasten eines kombinierten Säulensystems werden über positive Mantelreibung unterhalb der neutra-

len Ebene und Fußwiderstand am Säulenfuß in den Baugrund eingeleitet (siehe Abbildung 5).

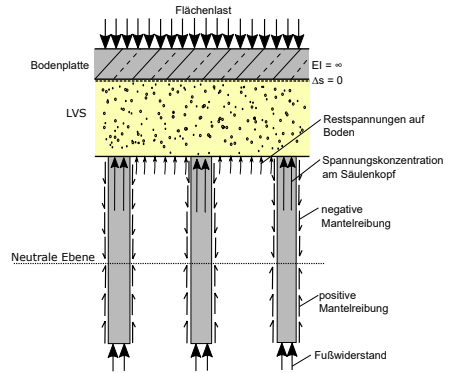


Abbildung 5: Prinzip der Lasteinleitung von einer Betonplatte (starre Lasteinleitung) in Stabilisierungssäulen (TINAT ET AL., 2021)

3.2 Lasttransfermechanismus

Wenn Pressiometerparameter vorliegen, wird international in der Regel auf die Methode nach GLANDY/FROSSARD (2002) zurückgegriffen, welche auch in den ASIRI-Empfehlungen enthalten ist. Die Einheitszelle wird hierbei in die zwei Berechnungsmodelle Säule und Boden eingeteilt. Der Lastanteil auf den Säulen und auf dem Boden wird iterativ verändert, bis die Setzungen der beiden Berechnungsmodelle (Säule und Boden) übereinstimmen, d. h. die Bedingung einer gleichmäßigen Setzung bei starrer Lasteinleitung erfüllt ist. Die Interaktion zwischen den Säulen und dem Boden wird anhand der mobilisierten Scherspannung am Säulenmantel beschrieben, welche aus der Relativverschiebung zwischen Säule und Boden in der jeweiligen Tiefe resultiert. Die Verschiebung der Säule wird dabei anhand der Lasttransferkurven nach FRANK/ZHAO (1982) basierend auf Pressiometerparametern ermittelt.

Das ebenfalls iterative Verfahren nach BOHN/VOGT (2018) basiert auf den gleichen Grundannahmen zur Lastverteilung. Das Widerstand-Setzungsverhalten der Säulen wird aus Feldversuchen empirisch abgeleiteten Kubikwurzel- oder Hyperbelfunktionen beschrieben. Weitere Möglichkeiten zur Ermittlung der Spannungsverteilung zwischen Säule

und Boden werden umfangreich in SPIRKL/NEIDHARDT (2022) vorgestellt und verglichen. Zudem stellen Finite-Elemente-Berechnungen eine Methode zur Berechnung der Lastaufteilung dar. Mit unkalibrierten FE-Modellen kann es jedoch zu einer Unterschätzung der Steifigkeit und der äußeren Tragfähigkeit von Säulen kommen, die mit dem Vollverdrängerverfahren hergestellt werden. Grund hierfür ist, dass der Herstellungsprozess und die damit einhergehenden Veränderungen der Bodenzustandsgrößen am Säulenmantel häufig keine hinreichende Berücksichtigung finden und die Kontaktformulierung zu konservativ ist. In TINAT ET AL. (2019b) sowie RACINAIS ET AL. (2017) wird daher für Vollverdrängungssäulen eine Kalibrierung des Modells mittels Pressiometerversuchen vorgeschlagen.

4 Tragverhalten der Einzelsäule

4.1 Berechnungsmethode basierend auf der PMT

Die Lasttransfermethode von FRANK/ZHAO (1982) basiert auf Pressiometerparametern. Die Berechnung erfolgt unter Berücksichtigung des Säulendurchmessers D_c und der Bodenart. Die Berechnungsmethodik ist heute zur Bestimmung des Last-Setzungsverhaltens sowohl von Pfählen in der französischen Norm NF P94-262 als auch für *rigid inclusions* in den ASIRI-Empfehlungen (IREX, 2012) verankert. Die Lasttransfermethode gilt als äußerst zuverlässig und weist den Vorteil auf, dass sie auf realen Deformationsparametern des Bodens unter in situ Bedingungen basiert. Die Grenzwerte für den Mantelwiderstand $q_{s,k}$ und den Fußwiderstand $q_{b,k}$ können nach EC7-2 Anhang E.3 oder der französischen Norm NF P94-262 aus Pressiometerparametern abgeleitet werden.

Die Mobilisierungskurven von Mantelreibung und Spitzendruck werden nach der Modellvorstellung gemäß Abbildung 6 in Abhängigkeit des Ménard-Moduls nach Gl. 1 und 2 ermittelt.

$$K_q = m_q \cdot E_M / D_c \quad (1)$$

$$K_T = m_T \cdot E_M / D_c \quad (2)$$

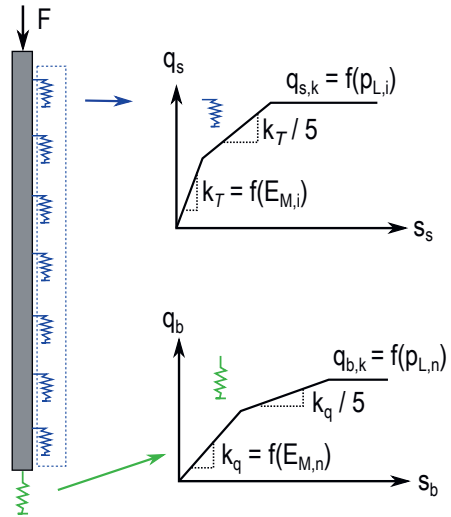


Abbildung 6: Mobilisierungskurven nach FRANK/ZHAO (1982)

Die Werte für die Steifigkeitskoeffizienten m_q und m_T sind abhängig von der Bodenart. Für grobkörnige Böden gilt $m_q = 4,8$ und $m_T = 0,8$. Bei feinkörnigen Böden wird $m_q = 11,0$ und $m_T = 2,0$ angesetzt. Die Ausgleichsfunktion der trilinearen Mobilisierungskurven kann nach COMBARRIEU (1988) gemäß den ASIRI-Empfehlungen aufgestellt werden. Für die im Projekt Solrd geplante CMC konnten mithilfe der Pressiometrie die Widerstands-Setzungslinien in Abbildung 7 im Vorfeld der Ausführung prognostiziert werden. Die Grenzwerte für Mantelreibung und Spitzendruck wurden dabei nach EC7-2 Anhang E.3 basierend auf den p_{LM} -Werten des Pressiometers angesetzt.

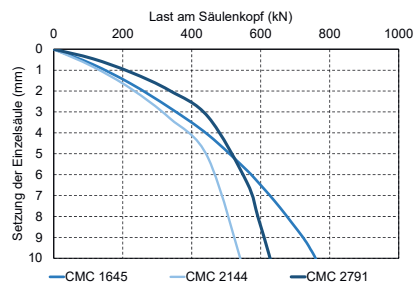


Abbildung 7: Berechnete Widerstands-Setzungslinien der Einzel-CMC 1645, 2144 und 2791



Wird das System ohne LVS ausgeführt, können die berechneten Kurven als Federsteifigkeiten der Auflagerpunkte für die Bodenplatte verwendet werden. Durch die Ausführung von mehreren, über die Fläche verteilten Ansatzpunkte können Streubreiten für Sensitivitätsanalysen ermittelt werden.

4.2 Validierung des Modells mit leichten Probelastungen

Mit der Lasttransfermethode ergeben sich theoretische Widerstands-Setzungslinien, die erfahrungsgemäß sehr gut mit dem tatsächlichen Tragverhalten aus Probelastungsergebnissen übereinstimmen. Dies bestätigen die Vergleichsstudien von TINAT ET AL. (2019) und RACINAIS et al. (2017).

Zur Validierung des Widerstands-Setzungsverhaltens der Einzelsäule wurden im Projekt Solrød zehn leichte Probelastungen bis 400 kN Last am Säulenkopf in maßgebenden Bereichen ausgeführt. Dadurch konnten die aus der PMT berechneten Säulensteifigkeiten validiert und bei Bedarf kalibriert werden.

Die Probelastungen wurden mit dem eigenen Bohrgerät als Widerlager durchgeführt. Dazu wurde das Trägergerät mit seiner Quertraverse mittig über die Probesäule gefahren. Zwischen Quertraverse des Bohrgerätes und der CMC wurde ein Hydraulikzylinder zwischengeschaltet.

Die Messeinrichtung zur Verformungsmessung ist ein klassischer Benkelmann-Balken. Die Lastplatte wird auf den CMC-Kopf aufgesetzt. Die Last wird durch den Hydraulikzylinder stufenweise erhöht und mittels zwischengeschalteter Kraftmessdose gemessen. Die Verschiebung der Säule am Säulenkopf wird mittels Benkelmann-Einrichtung abgelesen. Ein Foto des Probelastungsaufbaus ist in nachfolgender Abbildung 8 dargestellt.



Abbildung 8: Leichte Probelastung bis 400 kN mit CMC-Gerät als Widerlager

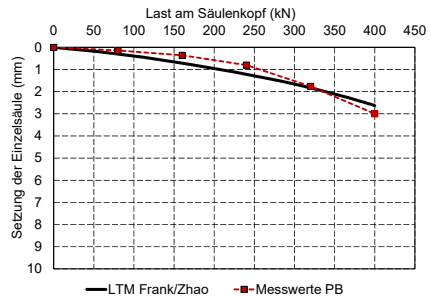


Abbildung 9: Vergleich der berechneten WSL und Probelastung an CMC 2791

Bei ausreichender Übereinstimmung der berechneten Widerstandssetzungslinie (WSL) mit dem realen Setzungsverlauf der Probelastung können die aus dem Pressiometer gewonnenen Grenzwerte für Mantelreibung $q_{s,k}$ und des Fußwiderstands $q_{b,k}$ bestätigt werden, siehe Abbildung 9. Im anderen Fall kann eine Anpassung der Grenzwerte zweckdienlich sein, um das Widerstands-Setzungsverhalten der Säulen in den weiterführenden Berechnungen zutreffend abzubilden.

5 Berechnung des Gesamtsystems

5.1 Allgemeines

Der bestätigte oder nach einer Kalibrierung an einer Einzelsäule gewonnene Datensatz von $q_{s,k}$ und $q_{b,k}$ je Bodenschicht kann in die weiterführenden Berechnungen des Gesamtsystems übernommen

werden, um alle maßgebenden Verformungsberrechnungen und die Ermittlung der Biegemomente in der Bodenplatte durchzuführen.

Es sei darauf hingewiesen, dass eine zu geringe Säulensteifigkeit hinsichtlich Verformungsanalysen zu Ergebnissen auf der sicheren Seite, aber hinsichtlich der Biegemomente und Zugspannungen in der Bodenplatte zu Schlussfolgerungen auf der unsicheren Seite führt. Aus diesem Grund ist bei sensitiven Platten (z. B. schwach faserbewehrten Platten) eine Kalibrierung mit Probelastungen zur Qualitätssicherung empfehlenswert.

5.2 Lastaufteilung

Das Gesamtsystem aus Bodenplatte, LVS und Säulen wird unter Berücksichtigung der Lastaufteilung und der negativen Mantelreibung berechnet, siehe Abbildung 10.

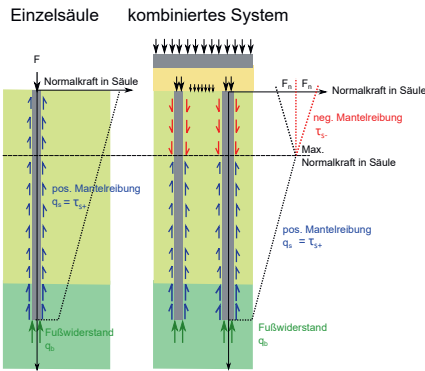


Abbildung 10: Vergleich Tragverhalten Einzelsäule und Gesamtsystem

Die maximale negative Mantelreibung wird gemäß ASIR-Empfehlungen mit Gl. 3 berechnet. Diese entspricht der Grenzbedingung des Coulombschen Schergesetzes für Kontaktreibung.

$$\tau_{s-,max} = K \tan \delta \quad (3)$$

mit K = Erddruckbeiwert; δ = Kontaktreibungswinkel

Bodenart	Konsistenz/Lagerung	Ktan δ (-)
Torf		0,2
Ton/Schluff	weich	0,2
	steif	0,3
Sand/Kies	locker	0,45
	dicht	1

Tabelle 2: Erfahrungswerte für Ktan δ nach NF P94:262 für Vollverdränger

Für die auf der Bodenplatte der Unit 1 unter den Regalfächern anzusetzende Flächenlast von $p = 50 \text{ kN/m}^2$ und dem Eigengewicht der Platte von $g = 5 \text{ kN/m}^2$ ergibt sich die in Abbildung 11 dargestellte Lastaufteilung für das Bodenprofil bei CMC Nr. 2791. Unterhalb der neutralen Ebene wurden die Mobilisierungskurven nach FRANK/ZHAO (1982) als Aktivierungsfunktion verwendet.

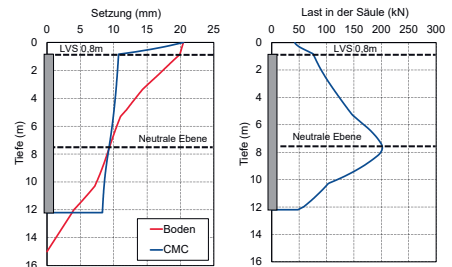


Abbildung 11: Ergebnisse der Lasttransfermethode für die Einheitszelle des Gesamtsystems

Es ist zu erkennen, dass die neutrale Ebene bei ca. 7,6 m unterhalb der Bodenplatte liegt. Oberhalb wirkt negative Mantelreibung und die Last in der Säule nimmt entsprechend zu. In der neutralen Ebene wird die maximale Last der Säule von 200 kN erreicht. Dies entspricht ca. 45 % der auf der Einheitszelle zugeordneten Flächenlast von 55 kN/m^2 (= 447 kN).

Aus den Ergebnissen kann die für den Nachweis der inneren Tragfähigkeit maßgebende maximale Last der Säulen entnommen werden. Ein Nachweis der äußeren Tragfähigkeit der Einzelsäule ist nicht erforderlich, da die Standsicherheit des Gesamtsystems (auch ohne Säulen) gegeben ist.



Die Berechnungen ergeben ein Setzungsmaß der Bodenplatte von 20 mm, womit die Setzungsanforderung von 2,5 cm eingehalten wird. Durch eine Verengung des Rasters oder mittels größerer Säulendurchmesser kann der Lastanteil der Säulen vergrößert und die Setzungen weiter reduziert werden.

5.3 Bemessung der Lastverteilungsschicht

5.3.1 Nachweis der Grenzspannung

Im Projekt Solrød wurde die LVS aus Betonrecycling (RC-Material) hergestellt. Die Höhe H_{LVS} über den Säulen beträgt 80 cm. Der Reibungswinkel wurde mit $\phi' = 37^\circ$ ermittelt.

Ansätze zur Beschreibung der Interaktion zwischen Säulenkopf und LVS im Grenzzustand der Tragfähigkeit basieren auf der klassischen Grundbruchtheorie. Gemäß Abbildung 12 wird in den ASIRI-Empfehlungen von einem Grundbruchmechanismus basierend auf PRANDTL (1920) ausgegangen, sofern auf der Lastverteilungsschicht ein nahezu starres Element wie eine Betonplatte gelagert ist. Die Grenzspannung beschreibt die maximal aufnehmbare Spannung am Säulenkopf. Diese ergibt sich unter Verwendung der in den ASIRI-Empfehlungen verwendeten Parametersymbolik nach Gleichung (4).

Die Berechnung erfolgt unter der Voraussetzung, dass sich die Höhe der theoretischen Bruchfigur (H_{max}) innerhalb der LVS vollständig ausbilden kann und $H_{LVS} > H_{max}$ gilt. Für dünne Lastverteilungsschichten mit $H_{LVS} < H_{max}$ tritt eine Erhöhung der zulässigen Grenzspannung ein. Die Ermittlung dieser Erhöhung wird in TINAT ET AL. (2021) vorgestellt.

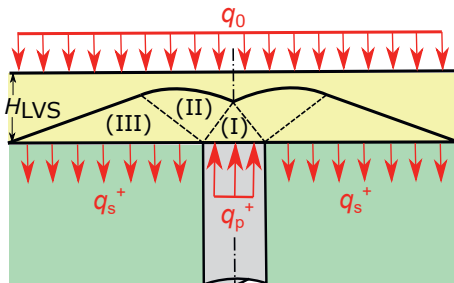


Abbildung 12: Grenzzustand der LVS bei starrem Lasteintrag (Prandtl-Mechanismus)

$$q_p^+ = s_q \cdot N_q \cdot q_s^+ + s_c \cdot N_c \cdot c' + s_\gamma \cdot N_\gamma \cdot r_p \cdot \gamma \quad (4)$$

Bei den Parametern N_q , N_c und N_γ handelt es sich um die Grundwerte der Tragfähigkeitsbeiwerte nach DIN 4017. s_q , s_c und s_γ stellen die ebenfalls aus der deutschen Normung bekannten Formbeiwerte dar. r_p ist der Radius der kreisförmigen Lasteinleitungsfläche, hier der Säule.

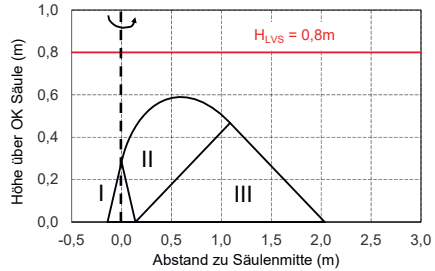


Abbildung 13: Grenzspannungszonen bei $D_{CMC} = 28$ cm und $\phi' = 37^\circ$ der LVS

In Abbildung 13 ist die Geometrie der potentiellen Bruchfigur mit den Grenzspannungszonen III nach RANKINE für die Säulen mit $D_{CMC} = 28$ cm dargestellt. Die Höhe der berechneten Bruchfigur beträgt bei dem hier ermittelten Reibungswinkel der LVS $H_{max} \approx 0,6$ m. Entsprechend gilt $H_{LVS} > H_{max}$ und die zulässige Grenzspannung kann nach Gl. 3 berechnet werden.

In Abbildung 14 sind die Prandtl-Linie (Grenzspannungslinie) sowie die Lasterhaltungslinie dargestellt. Der Schnittpunkt beider linearen Funktionen ergibt die zulässige Grenzspannung bei einer Flächenlast von 55 kN/m^2 . Die aus der Lasttransfermethode ermittelten, mobilisierten Spannungen am Säulenkopf (q_{mob}) sind hier kleiner und liegen damit im zulässigen Bereich. Wäre dies nicht der Fall, sind die geometrischen Randbedingungen des Systems (wie Raster oder Säulendurchmesser) zu modifizieren, die Qualität der LVS aufzuwerten (z. B. durch Bindemittel) oder es sind plastische Verformungen in der LVS in der Verformungsanalyse zu berücksichtigen.

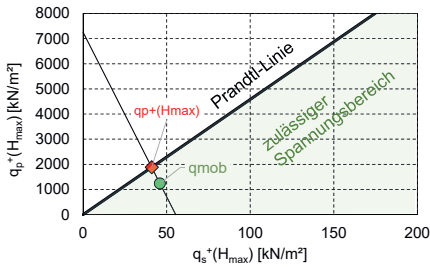


Abbildung 14: Prandtl-Diagramm der LVS mit char. mobilisierter Spannung q_{mob} an CMC 2791

5.4 Einfluss auf die Bodenplatte

Zu berücksichtigen ist, dass eine gering mächtige LVS auch eine Erhöhung der Biegemomente in der Bodenplatte nach sich zieht. Mit der elastischen Platten Theorie und der Annahme einer Lastverteilung in der LVS wird eine Berechnung der Biegemomente durchgeführt. Das maximale Biegemoment tritt über dem Säulenkopf auf. Im Projekt Solrød wurde dies mit $5,5 \text{ kNm/m}$ und daraus resultierenden zusätzlichen Zugspannungen in der Bodenplatte berücksichtigt. Der Fasergehalt wurde entsprechend angepasst. Durch diese Betrachtung des Gesamtsystems und eine iterative Abstimmung zwischen Ausführungsplanung der Säulen und Bodenplatte konnte die Dicke der Bodenplatte auf 18 cm optimiert werden.

6 Zusammenfassung

Mit den über die Grundfläche des Gebäudes verteilten Pressiometerversuchen in der Vorerkundungsphase in Kombination mit baubegleitenden Probelastungen an diesen Standorten lässt sich das Tragverhalten der Säulen über die gesamte Gründungsfläche des Bauwerks abbilden. Die Modellfunktionen zum Widerstands-Setzungsverhalten der Säulen wird in die erforderlichen Berechnungsschritte für das Gesamtsystem übernommen. Dies sind z.B. die Ermittlung der Lastaufteilung mit der maximalen Einwirkung auf die Säulen, der Nachweis der unbewehrten granularen Lastverteilungsschicht, die Setzung des Gesamtsystems und die zu beachtenden Biegemomente in der Bodenplatte.

Das hier vorgestellte Bemessungsschema des Gesamtsystems nach ASIRI-Empfehlungen entspricht den Leitgedanken des erwarteten EC 7-3. Die Probelastung bis zur Gebrauchslast von isolierten Säulen mittels Trägergerät stellt eine geeignete Methode zur Qualitätssicherung dar, um den im Entwurf des EC7-3 vorgeschlagenen Prüfaufwand von *rigid inclusions* gerecht zu werden, sofern der Belastungstest zur Sicherung der Gebrauchstauglichkeit dient.

Literaturverzeichnis

- Bohn C.; Vogt N. (2018). *Lasttransfermethode zur Berechnung von Gründungen und Baugrundverbesserung mit starren Säulen* in: Bautechnik, H. 9, S. 597-606.
- Combarieu, O. (2006). *L'utilisation des modules de déformation en géotechnique*. Revue Française de Géotechnique, Nr. 119.
- Frank, R.; Zhao, S.-R. (1982). *Estimation par les paramètres pressiométriques de l'enforcement sous charge axiale de pieux forés dans des sols fins* in: Bulletin de liaison des LPC, Nr. 119, S. 17-24.
- Glandy M.; Frossard A. (2002). *Justification d'une fondation superficielle sur un sol renforcé* in: Annales des IIBTP, Nr. 1, S. 45-53.
- Irex (2012). *Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvements*. ASIRI National Project.
- Prandtl, L. (1920). *Über die Härte plastischer Körper*, Berlin, S. 74-85.
- Racinais, J. et al. (2017). *Beneficial Use of Pressuremeter Tests for Accurate Modelling by Finite Elements of a Rigid Inclusion Ground Improvement Solution*. Proceedings of ICSMGE, Seoul, S. 2635-2638.
- Spirkl, F.; Neidhart T. (2022). *Lastaufteilung in Lastverteilungsschichten über Stabilisierungssäulen*. 13. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, TA Esslingen.
- Tinat, C., Kirstein, J.; Grabe, J. (2021). *Zur Tragfähigkeit von granularen Lastverteilungsschichten über Stabilisierungssäulen*. Geotechnik, 44(2), 92-101.



Tinat, Ch.; Knoche, S.; Chaumeny, J.-L. (2019). *Die Ménard-Pressiometrie zur Ermittlung von Tragfähigkeit und Setzungsverhalten axial belasteter Tragelemente validiert an Probebelastungen*. Pfahl-Symposium 2019, Braunschweig, S.569-595.

Tinat, Ch.; Dienenhoven, L.; Chaumeny J.-L. (2019b). *Anwendung einer Lasttransfermethode auf Basis der Ménard-Pressiometrie zur Bemessung von Vollverdrängungssäulen System CMC validiert an Probebelastungen*. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, H. 105, Darmstadt, S. 4-17.

RD-Pfahlwände in Göteborg – Projekt Västlänken, Bauabschnitt E05 Korsvägen

Daniel Fritsch M.Sc., Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Frankfurt a. M.

Dipl.-Ing. Marie-Louise Paehr, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, Frankfurt a. M.

Beim Baulos E05 Korsvägen in Göteborg, Schweden werden RD-Pfähle verschiedener Durchmesser als Baugrubenverbau sowie als Gründungselemente verwendet. RD-Pfähle sind Stahlhohlprofile, die mittels Drehschlagbohren durch einen Inlochhammer in den Felsen eingebunden werden. Durch eine Schloss-in-Schloss Verbindung können RD-Pfahlwände wasserdicht ausgeführt werden. Sie werden vor allem in Skandinavien häufig als Alternative zu der auch in Deutschland üblichen überschnittenen Bohrpfahlwand zum wasserdichten Baugrubenverbau genutzt. Das Drehschlagbohrverfahren gilt als eines der schnellsten Bohrverfahren und ist speziell für Festgestein geeignet. Daher ist im Gegensatz zu herkömmlichen Bohrpfählen die Herstellung von RD-Pfählen deutlich schneller, speziell im Felsen liegt die Bohrleistung um ein Vielfaches höher als bei Bohrpfählen. Zusätzlich ist der Pfahl nach dem Bohren bereits ausgehoben, wodurch wenn erforderlich eine Versteifung der Konstruktion durch Platzieren eines Stahlträgers und anschließender Betonage ermöglicht wird. Beim Projekt E05 Korsvägen werden RD-Pfähle mit Durchmessern von 168 mm bis 800 mm in Längen von 4 m bis zu 34 m und Felseinbindungen bis zu 12 m gebohrt. Die bis zu 29 m langen RD800 Pfähle gehören dabei zu den längsten und schwersten RD-Pfählen, die in einem Vorgang gebohrt werden können. Neben dem üblichen Antrieb des Inlochhammers durch Druckluft werden auch RD400 Pfähle mit Wasserantrieb gebohrt.

1 Einleitung

Dieser Vortrag beschreibt den Einsatz von RD-Pfahlwänden als Baugrubenverbau beim Projekt E05 Korsvägen in Göteborg, Schweden. Das Projekt Västlänken der schwedischen Verkehrsbehörde Trafikverket sieht eine insgesamt 8 km lange, zweigleisige Neubaustrecke unter dem Zentrum Göteborgs vor. Entlang der innerstädtischen Tunneltrasse entstehen drei neue unterirdische Bahnhöfe – Centralen, Haga und Korsvägen. Die neue Bahnstrecke soll vor allem die Kapazität des Schienennetzes Göteborgs erhöhen, eine attraktive Option für Pendler darstellen sowie ein nachhaltiges Wachstum in der Region ermöglichen.

Wayss & Freytag Ingenieurbau AG und NCC Sverige AB wurden als Arbeitsgemeinschaft „West Link Contractors“ im Dezember 2017 mit dem Bau des Abschnitts E05 Korsvägen beauftragt. Der Auftrag beinhaltet die Tunnel-, Spezialtiefbau also auch Betonarbeiten für den Bahntunnel inklusive der

Haltestelle Korsvägen. Das Baulos E05 Korsvägen ist etwa 3,2 Kilometer lang und durch eine wechselnde Geologie entlang der Trasse geprägt. In den Bereichen, in denen die Tunneltrasse durch Hartgestein verläuft, werden die Tunnel im klassischen Sprengvortrieb aufgeföhren. In den Talauffüllungen ist der stark abfallende Felshorizont hauptsächlich mit Moräne, weichen bis sehr weichen Tonen ($\gamma = 15 \text{ kN/m}^3$) und Auffüllungen überlagert. Der Felshorizont liegt hierbei bis zu 40 m unter der Geländeoberfläche. Diese Talauffüllungen werden in offenen Bauverfahren hergestellt. Insgesamt gliedert sich das Baulos somit in 6 Abschnitte: die offenen Baugruben Korsvägen, Liseberg und Almedal sowie drei Felstunnelabschnitte (siehe Abbildung 1-1).



Abbildung 1-1: Baulos E05 Korsvågen

1.1 Baugrube Korsvågen

Die Baugrube Korsvågen befindet sich an einem der Hauptverkehrsknoten Göteborgs und wird die spätere Bahnhof Korsvågen umschließen. Die Baugrube misst in etwa 140 m auf 60 m und wird im Endaushub etwa 21 m tief sein. Der Fels fällt von Osten als auch Westen hin zur Mitte der Baugrube ab und ist am tiefsten Punkt 27 m unter der Geländeoberkante. Um den Verkehr aufrechtzuerhalten, wurde eine temporäre Verkehrsbrücke gebaut, die sich über die Baugrube erstreckt. Neben einem oberflächennahen Grundwasserleiter in den Auffüllungen gibt es hier zusätzlich in der Schicht der Moräne einen gespannten Grundwasserleiter. Aufgrund dieser anspruchsvollen geologischen Randbedingungen muss die Baugrube nicht nur statisch Anforderungen genügen, sondern auch wasserdicht ausgeführt werden. Hierfür wurden überschnittene Bohrpfehlwände als auch RD-Pfehlwände verwendet. Um die Tragfähigkeit der weichen Tone zu erhöhen und auch um den späteren Aushub zu erleichtern, wurde auf dem gesamten Baufeld die Tonschicht mit Kalkzementsäulen verfestigt. Außerdem wurden um die gesamte Baugrube Felsinjektionen mit einer Zementsuspension durchgeführt, um den Wassereintritt in die Baugrube durch Risse im Fels zu verhindern.

1.2 Baugrube Liseberg

Die Baugruben Liseberg befindet sich im gleichnamigen Freizeitpark und erstreckt sich über ca. 260m. Bis auf 25m NÖT Tunnel ist diese in 3 unterschiedliche Verbauarten unterteilt. Im Bereich des Freizeitparkes ist ein permanente Schlitzwand mit Felsanbindung durch HDI Säulen vorgesehen. Des Weiteren handelt es sich um eine Deckelbauweise, welche die frühzeitige Rückgabe der Oberfläche an den Freizeitpark ermöglicht. In der Mitte des Baufeldes, welches auch von dem Fluss Mölndalsån gekreuzt wird, entsteht eine Stahlrohrwand mit 1472mm Pfehldurchmesser und einer Unterwasserbetonsohle mit Gewipfählen als Auftriebssicherung. Zum Lastabtrages eines Troges, der für eine Einfangung des Fluss nötig ist, gründet sich jeder zweite Pfehl bis auf den ca. 40m tiefen Felshorizont. Die letzte Baugrube ist Aufgrund des steigenden Felshorizontes wie in Korsvågen als RD-Pfehlwand mit einen Pfehldurchmesser von 813mm geplant. Auch hier wird eine Kalkzementsäulen als Stabilisierung des Baufeldes vorab vorgenommen.

1.3 Baugrube Almedal

In Almedal entsteht das südliche Einfahrtsbauwerk des Västlänken-Tunnels. Auf einer Länge von 600 m wird dabei ein Tunnel und Trogbauwerk in offener Bauweise erstellt. Zur Umschließung der Baugrube werden auf den Fels abgesetzte Spundwände gewählt. Die Spundwände in Verbindung mit einer Fußverdübelung, einer Düsenstrahlverfahren-Abdichtung am Wandfuß sowie einer Felsinjektion unterhalb des Verbaus stellen ein in Skandinavien verbreitetes System dar. Aufgrund der direkten Nähe sowohl zum bestehenden Eisenbahnnetz als auch zur Autobahn E6 bestehen extrem niedrige Toleranzwerte für Bodenverformungen neben der Baugrube. Infolgedessen wird einer Rückverankerung ein dreilagig ausgesteiftes System vorgezogen. Die Abschnitte des Betontunnels und -trogs in Almedal, welche nicht flächig im Fels aufliegen werden mit RD323-Pfehl auf den Fels abgesetzt.

2 Allgemeines über RD-Pfähle

RD-Pfähle sind spiralförmig oder longitudinal zusammengeschnittene Stahlhohlprofile. Je nach Anforderung gibt es RD-Pfähle mit Durchmessern bis zu 1200 mm und Wandstärken bis zu 23 mm. RD-Pfähle sind vor allem in Skandinavien sehr verbreitet, aufgrund der dort anstehenden Geologie. Sie eignen sich sehr gut, wenn Pfähle in Felsen eingebunden werden und wasserdicht ausgeführt werden. Im Vergleich zu überschnittenen Bohrpfahlwänden ist die Bohrleistung speziell im Felsen aufgrund des Drehschlagbohrverfahrens (siehe Abschnitt 2.1) um ein Vielfaches höher. Außerdem haben RD-Pfähle eine größere Tragfähigkeit als Bohrpfähle gleichen Durchmessers. Verglichen mit Stahlrammpfählen ist die Durchbiegungen bei gebohrten RD-Pfähle deutlich geringer und es besteht nicht die Gefahr den Pfahlfuß zu beschädigen.

2.1 Drehschlagbohrverfahren

Die RD-Pfähle werden durch Drehschlagbohren in den Untergrund gebracht. Dieses Bohrverfahren eignet sich vor allem in festem Gestein und liefert sehr hohe Bohrleistungen. Es wird ein Imlochhammer genutzt, der im inneren des Pfahles sitzt. Dieser Hammer kann sowohl mit Druckluft als auch Wasser angetrieben werden. Das Antriebsmedium tritt anschließend aus der Bohrkronen aus und transportiert das gelöste Material zwischen Bohrgestänge und Pfahlinnenwand an die Oberfläche. Üblicherweise wird Druckluft zum Antrieb benutzt, da für wassergetriebenes Bohren große Mengen an Wasser benötigt werden. Im Vergleich zum Luftbohren wird jedoch beim Wasserbohren ein Teil des herausgelösten Materials direkt in den Untergrund gepresst und weniger Bohrgut kommt an die Oberfläche. Daraus resultieren geringere Setzungen, weshalb wassergetriebenes Bohren verwendet wird, wenn nur sehr kleine Setzungen erlaubt sind. Durch die Kombination aus Drehen und Schlagen wird sichergestellt, dass die Hartmetallelemente an der Bohrkronen den gesamten Bereich der Bohrlochsohle bearbeiten können.

Der Bohrkopf ragt beim Drehschlagbohren mit Imlochhammer durch den Pfahl hindurch und die Bohrkronen ist ausweitbar, sodass der Bohrradius größer ist als der Pfahl (siehe Abbildung 2-1). Dies stellt sicher, dass die angeschweißten Schüssler unbeschädigt bleiben. In Abbildung 2-2 ist gestrichelt der Bohrradius dargestellt, welcher die Schüssler komplett umschließt.



Abbildung 2-1: Bohrkronen des Imlochhammers

2.2 Schlossverbindung der RD-Pfähle

RD-Pfähle sind geeignet für wasserdichte Verbauten. Die Dichtigkeit zwischen den einzelnen Pfählen wird hierbei in der Regel durch ein RM/RF-Schloss hergestellt (siehe Abbildung 2-2). Hierbei umschließt das weite RF-Schloss komplett das dünne RM-Schloss. Das Innere des RF-Schlusses wird vor der Installation mit Bitumen gefüllt, um eine gute Abdichtung im Schloss sicher zu stellen. Durch den Injektionskanal im RF-Schloss kann zusätzlich Zementmörtel später eingepresst werden, um den überschnittenen Ringraum zu verfüllen und die Felseinbindung abzudichten. Bei der Herstellung einer Pfahlwand wird grundsätzlich das RF-Schloss von oben in das RM-Schloss eingeführt. Daher muss der Startpfahl mit zwei RM-Schlössern ausgestattet sein. Alle folgenden Pfähle haben ein RF-Schloss auf der Seite des bereits installierten, angrenzenden Pfahles und ein RM-Schloss auf der freien Seite. Der Grund hierfür ist, dass das



RM-Schloss kürzer ist als das RF-Schloss und daher nicht durch den Bohrkopf beschädigt wird, wenn der Nachbarpfahl gebohrt wird.

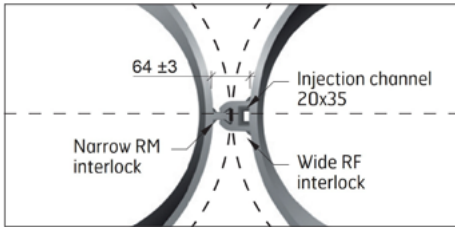


Abbildung 2-2: RM/RF Schlossverbindung [SSAB]

3 Einsatz von RD800-Pfahlwänden beim Projekt E05 Korsvågen

In den Baugruben Korsvågen und Liseberg werden RD-Pfahlwände mit einem Durchmesser von 800 mm als Verbauart eingesetzt. Die ausführende Firma ist dabei Terramek Oy aus Finnland und es wird Druckluft zum Antrieb verwendet. Der Bohrfortschritt bei der Installation der Pfähle beträgt dabei bis zu 100 cm pro Minute im Ton und der Moräne und 5 cm pro Minute im Felsen.

Da die Bohrkronen unter dem Pfahl sitzen und den Pfahl um etwa 3 cm überschneiden, muss der Pfahl nach dem Bohrvorgang zur Endtiefe herunter gerammt werden und der Ringraum im Felsen verfüllt und abgedichtet werden. Hierfür wird der Pfahlfuß mit etwa 2 m³ Beton gefüllt und anschließend der Pfahl mittels eines an das Bohrgeräts angebrachten Vibrators auf und ab vibriert (etwa 1 m) und final zu seiner Endtiefe gebracht. Durch die Vibrationen und das Anheben und Absenken des Pfahles wird sichergestellt, dass der gesamte Hohlraum zwischen Pfahl und Fels mit Beton verfüllt ist.

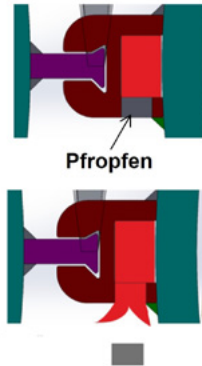


Abbildung 3-1: Abdichten durch die Schlossverbindung

Um einen möglichen Ringraum in der stabilisierten Tonschicht zu verfüllen, wird nachträglich noch Zementmörtel durch das RF-Schloss gepresst (siehe Abbildung 3-1). Das Schloss wird hierbei vor Einbau des Pfahles im Bereich der Tonschicht aufgeschnitten und mit einem Pfropfen geschlossen. Durch den Überdruck, der beim Einpressen der Zementsuspension in das Schloss entsteht, werden diese Pfropfen geöffnet und die Zementsuspension füllt den Ringraum um den Pfahl.

3.1 RD800 Pfahlwand – Korsvågen

In der Baugrube Korsvågen wurden von Dezember 2020 bis September 2021 insgesamt 224 Pfähle mit einem Außendurchmesser von 813 mm bei einem Bohrradius von 867 mm mit RM/RF Schlossverbindung hergestellt. Die Pfähle wurden mit einer Wandstärke von 16 mm bzw. 20 mm aus Stahl der Güte S355 gefertigt. Die Pfähle dienen um die 4500 m² große Hauptbaugrube „Korsvågen II“ sowie eine 250 m² große Nebenzaugrube „Mid Entrance“ herzustellen. Die Hauptbaugrube besteht aus zwei Pfahlwänden, die im Osten an eine überschrittene Bohrpfahlwand anbinden und im Westen durch den anstehenden Felsen begrenzt werden. Die Nebenzaugrube „Mid Entrance“ grenzt nördlich an „Korsvågen II“ und ist vollständig von RD-Pfählen umschlossen (siehe auch Abbildung 3-2). Die Pfähle binden 1,50 m bis 1,65 m, in den Fels ein. Somit variieren die Pfahlängen entsprechend dem Felsverlauf im Untergrund und nehmen von

Westen nach Osten hin zu. Die maximale Pfahllänge beträgt 31 m in der südlichen Pfahlwand (siehe Abbildung 3-3).

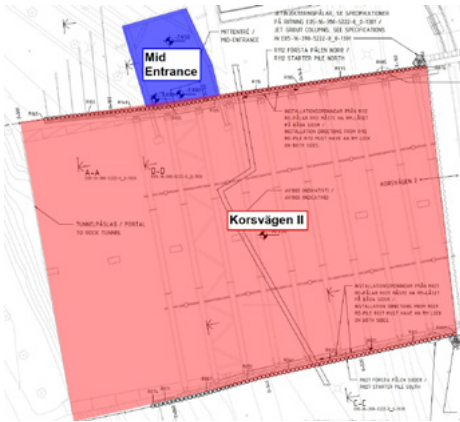


Abbildung 3-2: RD-Pfahlwand Korsvågen – Grundriss

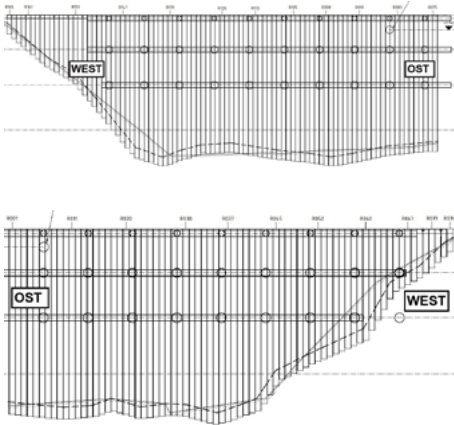


Abbildung 3-3: RD-Pfahlwand Korsvågen II – Ansicht (oben: Nordwand, unten: Südwand)

3.1.1 Statisches Konzept der RD800-Pfahlwand

In Abbildung 3-4 ist ein schematischer Schnitt durch die RD-Pfahlwand dargestellt. Die Erdschichten hinter der Verbauwand lassen sich dabei in Auffüllung, Tonschicht und Kiesschicht einteilen.

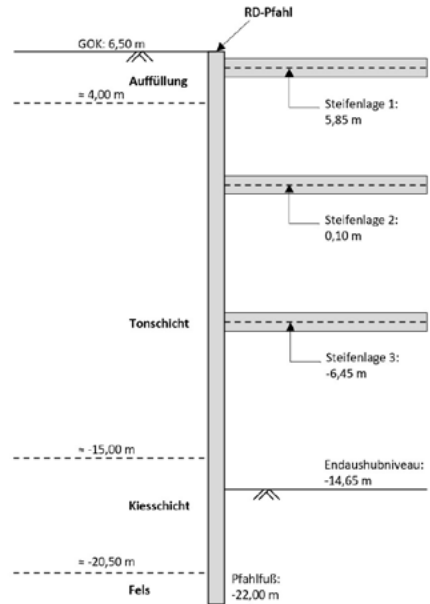


Abbildung 3-4: Schnitt durch RD-Pfahl mit geologischen Schichten

Im Endaushubzustand wird die Pfahlwand mit bis zu 3 Steifenebenen gestützt und spannt sich zudem in den Felsen ein. So ergibt eine maximale vertikale Spannweite zwischen der untersten Steifenlage und der Felseinspannung von etwa 14 m. Um das daraus resultierende maximale Feldmoment von 6000 kNm/m aufzunehmen werden diese Pfähle zusätzlich mit bis zu acht 150 mm breiten und 12 mm dicken Stahlblechen verstärkt (siehe Abbildung 3-5). Diese Stahlbleche erhöht die Biegefestigkeit der Pfähle von 4.200 kNm/m auf über 6.000 kNm/m.



Abbildung 3-5: Verstärkungsbleche an den RD800 Pfählen

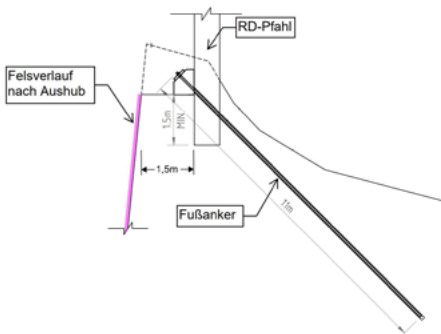


Abbildung 3-6: Rückverankerung des RD-Pfahlfußes

In westlichen Teil der Pfahlwände steht der Fels über dem Endaushubniveau an (siehe Abbildung 3-3). Die Pfähle binden auch hier 1,50 m - 1,65 m in Fels ein, wodurch der Pfahlfuß ebenfalls über dem Aushubniveau liegt. Der Fels wird bis 1,50 m vor der Pfahlwand ausgehoben, sodass eine 1,50 m breite Felsbank vor dem Pfahl bestehen bleibt. Die Felsüberdeckung ist jedoch zu gering, um das Einspannmoment in den Felsen abzutragen. Daher werden diese Pfähle mit einem Fußanker in den Felsen rückgespannt. Die Anker nehmen eine Last von bis zu 2000 kN auf (siehe Abbildung 3-6).

3.1.2 Ausführung der RD-800 Pfahlwand

Für die Ausführung der Pfahlwände wurde zunächst einer Starterpfahl gebohrt, der mit 2 RM-Schlössern ausgestattet war. Ausgehend davon wurde die VVand mit RM/RF-Pfählen hergestellt. Hierbei wurden Bohrleistungen von bis zu 80 m (3 Pfählen) am

Tag erreicht. Um den Ablauf zu optimieren, wurden immer zehn bis fünfzehn Pfähle am Stück gebohrt, ehe sie mit Beton gefüllt und zu ihrem Endniveau vibriert und abgedichtet wurden. Im Zuge der Betonage wurden außerdem Hüllrohre aus Stahl in den Pfahl gesetzt, durch welche anschließend die Felsinjektionen durchgeführt werden.



Abbildung 3-7: Bohrgerät mit geladenem Pfahl

In der Planung variierten die Längen der Pfähle von 4 m bis maximal 29 m. Diese Pfähle wurden im Ganzen produziert und gebohrt. Das Gewicht des Bohrgestänges inklusive des Pfahles betrug dabei etwa 28 Tonnen, wodurch die Pfähle zu den schwersten und längsten RD-Pfählen gehören, die mit einem einzigen Bohrvorgang ohne Verlängerung auf der Baustelle gebohrt werden können. In Abbildung 3-7 ist das Bohrgerät mitsamt einem geladenen Pfahl abgebildet. Um den Pfahl aufzunehmen, wird das Bohrgestänge vollständig abgelegt und der Pfahl mithilfe eines Baggers aufgeladen. Daraus ergibt sich eine Ladefläche von etwa 60 m x 20 m. Da die Mobilität des Bohrgerätes mit geladenem Pfahl sehr begrenzt ist, ist eine sehr große Arbeitsfläche für die Herstellung der Pfähle notwendig, was die Baustellenlogistik vor besondere Herausforderungen stellt.

Während der Installation der Pfahlwände wurde in einigen Bereichen ein tieferer Felshorizont vorgefunden als in der Planung angenommen. Daher mussten einige Pfähle vor Ort verlängert werden und es ergaben sich maximale Pfahlängen von 31 m. Durch den tieferen Felshorizont wurde die Tragfähigkeit einiger Pfähle überschritten und sie mussten nachträglich verstärkt werden. Hierfür wurden Stahlträger (HEB300 bis HEB500) im Bereich der größten Spannweite im Fuß des Pfahles eingesetzt und einbetoniert. Um die Träger in Position zu halten, wurden in regelmäßigen Abständen Bewehrungsseisen angeschweißt (siehe Abbildung 3-8).



Abbildung 3-8: Nachträgliche Verstärkung der Pfähle durch Einsetzen eines HEB-Trägers

Aufgrund anderer Arbeiten konnten die beiden Pfahlwände der Hauptbaugrube „Korsvågen II“ nicht in Einem von West nach Ost gebohrt werden, sondern mussten in mehreren Abschnitten hergestellt werden. Dies führte dazu, dass die Pfahlwände in der Mitte geschlossen werden mussten. Um einen wasserdichten Anschluss zu erlangen, wurde dabei folgende Methode entwickelt (siehe auch Abbildung 3-9): Die Starterpfähle wurden so positioniert, dass eine etwas größere Lücke für den Schlusspfahl bestehen bleibt. Diese wurde dann mit Stahlplatten, die zwischen Pfahl und RM-Schloss geschweißt wurden, überbrückt. Um sicher zu stellen, dass der Pfahl und die Stahlplatten auch im Felsen eingebunden sind, wurde die Pfahlwandinstallation

unterbrochen, bevor die letzten drei Pfähle gebohrt werden mussten (RDO41 bis RDO43 in Abbildung 3-9). Das Bohrgerät überschneidet den Pfahl um etwa 3 cm, was groß genug für die Schösser ist, jedoch nicht für die Stahlplatte (bis zu 100 mm). Um zu verhindern, dass die Stahlplatte und somit das Schloss in den Felsen gerammt wird und beschädigt wird, wurde im Bereich der Stahlplatten mit einem kleineren Bohrdurchmesser von 220 mm in den Felsen vorgebohrt. Anschließend wurden die zwei Pfähle mit angeschweißter Stahlplatte (RDO41 und RDO43) so gebohrt, dass die Stahlplatten in den vorgebohrten Bereich treffen. Der Schlusspfahl RDO42 wurde dann mit zwei RF-Schlossern passend in die Lücke gebohrt. Diese Methode stellt sicher, dass alle Pfähle mit Schössern verbunden sind und somit wasserdicht ausgeführt sind.

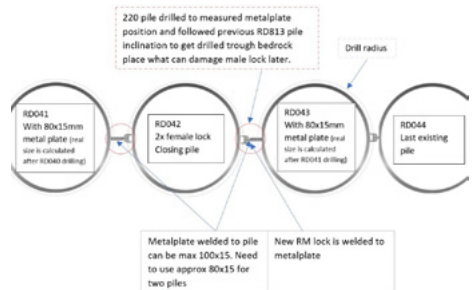


Abbildung 3-9: Schlusspfahl in der Pfahlwand

3.2 RD800 Pfahlwand – Liseberg

In der Baugrube Liseberg werden 127 Pfähle mit einem Durchmesser von 800 mm und einer Wandstärke von 20 mm eingesetzt, um eine 900 m² große Baugrube herzustellen (siehe Abbildung 3-10). Die RD-Pfähle werden dabei an der Westseite an eine Stahlrammpfahlwand angeschlossen. Sowohl auf der Nord- als auch Südseite wird die Pfahlwand von Westen in Richtung Osten hergestellt, sodass in der Ostwand die Pfahlwand geschlossen wird. Die RD-Pfähle sind bis zu 31 m lang und binden 1,50 m in Fels ein. Die Baugrube wird später mit 4 Steifenebenen gestützt. Um die Tragfähigkeit der Pfähle zu erhöhen, werden einige Pfähle mit Beton gefüllt (siehe grau markierte Pfähle in Abbildung 3-10). Die Herstellung der Pfahlwand ist dabei

5 Weiterer Einsatz von RD-Pfählen

Neben dem Einsatz als Baugrubenverbau werden RD-Pfähle beim Baulos E05 Korsvågen auch für andere Zwecke verwendet.

Die Steifen in der Baugrube Korsvågen spannen über eine Weite von 60 m. Da hierbei die vertikale Biegebeanspruchung der Stahlsteifen infolge Eigengewichts zu groß würde, werden diese mit zwei Querbalken gestützt. Die Lasten auf den Querbalken werden durch insgesamt zehn freistehende RD800 Pfähle in den Untergrund geleitet. Die Pfähle wurden dabei bis zu 12 m in den Felsen gebohrt. Des Weiteren wurden in Korsvågen insgesamt 156 freistehende RD Pfähle mit einem Durchmesser von 220 mm als Gründung für zwei Kranplattformen gebohrt. Die Pfähle sind bis zu 34 m lang und wurden mit einem Inlochhammer unter Druckluftantrieb mindestens 0,50 m in Felsen gebohrt.

In der Baugrube Almedal müssen, um die Lastübertragung von Spundwand zu Gestein sicherzustellen, Felsdübel unter die Verbauwand gesetzt werden. Da aufgrund der geologischen Bedingungen in einigen Bereichen die Spundwand nicht auf dem Fels aufsitzt, wurden diese durch insgesamt 621 RD Pfähle mit einem Durchmesser von 168 mm bzw. 273 mm ersetzt. Die Pfähle wurden hierbei 2 m in den Felsen eingebunden. Außerdem werden in Almedal 361 RD-Pfähle mit einem Durchmesser von 323 mm und einer maximalen Länge von 30 m als Gründung für den Betontunnel bzw. -trog 1,50 m in Felsen gebohrt. Diese werden nach Aushub der Baugrube installiert, weshalb aufgrund der Steifen ein nur sehr begrenzter Arbeitsraum verfügbar ist und die Pfähle in 3 m Stücken gebohrt werden müssen. Zum Korrosionsschutz werden die Pfähle anschließend mit Beton gefüllt.

Literaturverzeichnis

SSAB, Harvialantie 420, FI-13300 Hämeenlinna, Finland, *RD Pile Wall – Design and Installation Manual*, erhältlich auf: <https://www.ssab.com/products/steel-categories/infrastructure/products/retaining-walls-rd-pile-wall>



Geothermische Bergwassernutzung zur Eis- und Schneefreihaltung von Verkehrsflächen an Tunnelportalen

Till Kugler M.Sc., Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik

Tim Hochstein M.Sc., Bundesanstalt für Straßenwesen, Bergisch Gladbach

Berg- bzw. Tunneldrainagewasser – ein bisher ungenutztes Nebenprodukt des Tunnelbetriebs – ist eine grundlastfähige Energiequelle, die zumeist ungenutzt bleibt. In Füssen wurde erstmals das in Moormann & Buhmann (2017) entwickelte Konzept der direkten, passiven Freiflächentemperierung zur Eis- und Schneefreihaltung von Fahrbahnen in einem messtechnisch voll ausgerüsteten TECHNIKUM umgesetzt. Mit einer umfangreichen Analyse der Messdaten und numerischen Simulationen wird die Übertragung des Konzeptes auf weitere Standorte ermöglicht.

1 Einleitung

Werden Tausalze eingesetzt, um Verkehrswege eis- und schneefrei zu halten, bleibt Salz mit nachteiligen Auswirkungen für Flora und Fauna in der Umwelt zurück. Auftausalze begünstigen die Korrosion von Fahrzeugen und konstruktiven Bauteilen aus Stahl und Stahlbeton. Eine Möglichkeit, Straßen und Gehwege salzfrei zu räumen, stellt die Temperierung der Oberflächen dar. Der Einsatz von Wärmeübertragern in Verkehrswegen und Infrastrukturfächern unter Verwendung von Geothermie wird bereits in Kleinanwendungen (Herrmann & Koch 2017), aber auch im Zusammenhang mit Infrastrukturprojekten (Feldmann et al. 2012) erprobt. Die Beaufschlagung der Wärmeübertrager mit Tunneldrainagewasser in direkter und passiver Betriebsweise stellt eine Fortentwicklung dieser Technologie dar. Direkte, passive Nutzung bedeutet, dass das Bergwasser ohne einen wärmepumpeninduzierten Temperaturhub direkt als Wärmeträgermedium verwendet wird, womit auf Wärmepumpen sowie zusätzliche Wärmetauscher verzichtet werden kann; hierdurch wird die Effizienz solcher Anlagen deutlich gesteigert. Ferner kann in der sommerlichen Nutzung die Temperatur des Fahrbahnaufbaus abgesenkt und hierdurch Spurrillenbildung vorgebeugt werden. Am Nordportal des Grenztunnels Füssen wurde dieses Verfahren erstmals umgesetzt und messtechnisch ausgerüstet. Im Rahmen des vom Bundesministerium für Digitales und Verkehr (BMDV), vertreten durch

die Bundesanstalt für Straßenwesen (BAST), beauftragten Forschungsprojektes „Erprobung einer geothermischen Bergwassernutzung am Grenztunnel Füssen“ (FE 15.0656/ 2018/ERB), soll eine Implementierungshilfe für Betreiber und Anwender zum Einsatz von direkten, passiven Freiflächenheizungen zur Schnee- und Eisfreihaltung von Fahrbahnoberflächen entwickelt werden. Diese Implementierungshilfe soll Empfehlungen und Hinweise zur Planung, der Bemessung und dem Betrieb von direkten, passiven geothermischen Flächenheizungen mittels Tunneldrainagewasser enthalten. Als Grundlage hierfür soll das Verhalten des TECHNIKUMS im saisonalen Betrieb und für spezifische Testszenarien messtechnisch erfasst werden. Die Messdaten werden zur Validierung des entwickelten thermohydraulisch gekoppelten numerischen Simulationsmodells herangezogen, welches dann zur Durchführung von Parameterstudien verwendet wird. Die Parameterstudien ermöglichen es, das entwickelte Konzeptes auf von Füssen abweichende Standorte zu übertragen. Die gewonnenen Erkenntnisse wurden in eine selbstständig operierende Anlagensteuerung eingepflegt, die lokal gemessene Wetterdaten und das Frühwarnsystem (SWIS) des Deutschen Wetterdienstes (DWD) berücksichtigt, um die Eis- und Schneefreihaltung der Flächen zu gewährleisten.



2 Tunnelgeothermie

Tunnelbauwerke besitzen große erd- und tunnelluftberührte Flächen. Aus dem in Deutschland wirkenden geothermischen Gradienten von 3 K je 100 m Tiefe (Bauer et al. 2018) und der thermischen Energie, die die Tunnelluft zusätzlich im konvektiven Wärmeübergang an die Tunnelschale übergibt (Buhmann 2019), ergibt sich das thermische Potential von Tunnelbauwerken. Die thermische Energie von Tunnelbauwerken kann mit dem hydrogeothermischen und dem absorbertechnologischen Verfahren genutzt werden.

Bei absorbertechnologischen Anwendungen wird der Primärkreislauf durch in der Tunnelschale verlegte Absorberleitungen (z. B. mäandrierend angeordnete Absorberrohre) gebildet.

Hydrothermische Verfahren nutzen hingegen die thermische Energie des aus der Tunnel drainage austretenden Bergwassers, welches nach der Energieextraktion in eine Vorflut geleitet wird, weshalb es als offenes System bezeichnet wird. Die durch das hydrogeothermische Verfahren extrahierte thermische Energie ist ein Nebenprodukt der aus tunnelstatischer Sicht erforderlichen Drainage zum Abbau des auf die Tunnelschale wirkenden Wasserdrucks (Buhmann 2019). Dieser Umstand bietet den Vorteil, dass das hydrogeothermische Verfahren nachträglich bei Bestandstunneln installiert werden kann. In Abhängigkeit der Überdeckung eines Tunnels besitzt das Bergwasser oft eine über das Jahr hin weitgehend konstant hohe Temperatur, die für alpine Basistunnel in der Größenordnung von 24°C (Rybach 2015), aber auch deutlich darüber, wie z. B. beim Gotthard Basistunnel mit 27°C (Simoni 2013) liegen kann. Die Verwendung der thermischen Energie variiert je nach lokaler vorhandener Verwertungsmöglichkeiten, sodass abgesehen von der Fahrbahntemperierung die thermische Energie des Bergwassers u. a. auch zur Beheizung von Wohnhäusern und Aquakulturen verwendet wird.

3 Grenz tunnel Füssen

In einem weiteren vom BMDV, vertreten durch die BAST, beauftragtem Forschungsprojekt (Moormann & Buhmann 2017) wurde festgestellt, dass sich das Nordportal des Grenz tunnels Füssen (Bayern) für eine Erprobung der Temperierung von Freiflächen mittels des direkten, passiven hydrogeothermischen Verfahrens besonders eignet. Hierfür wurden die Temperatur und Schüttung des Drainagewassers über ein Jahr in den Ulmen gemessen. Die gemessenen Wassertemperaturen lagen zwischen +8,3°C und +10,5°C, die geringste Schüttung betrug 1 l/s. In der VDI 4640 werden Grenztemperaturen zur Übergabe von Wasser in die Vorflut zu 5°C bzw. 20°C angegeben. Bei Anwendung dieser Grenzwerte ergab sich gemäß (1) rechnerisch ein minimal zuführbarer Wärmestrom für den Heizfall von 152 kW, während der minimal abführbare Wärmestrom für den Kühlfall zu 438 kW ermittelt wurde.

$$\dot{Q} = \dot{V} \cdot \rho_w \cdot c_{p,w} \cdot \Delta\theta \quad (1)$$

\dot{Q}	Wärmestrom [W]
\dot{V}	Drainageschüttung [m ³ /h]
$\rho_w \cdot c_{p,w}$	volumetrische spezifische Wärmekapazität des Wassers [kJ/(m ³ K)]
$\Delta\theta$	Temperaturspreizung des Wassers infolge Energieextraktion [K]

Neben thermischen Untersuchungen wurden auch hydrochemische und hydraulische Untersuchungen durchgeführt, die ebenfalls die Eignung des Nordportals zur Freiflächentemperierung bestätigen. Laut Richter (2009) reichen 400 W/m² zur Eis und Schneefreihaltung von Fahrbahnoberflächen aus, d. h. bei entsprechender Installation könnte rechnerisch für 40 Felder mit einer Fläche von 9 m² die zur Schnee- und Eisfreihaltung notwendige Wärmestromdichte von 400 W/m² bereitgestellt werden.

3.1 Entwurf

Die am Nordportal des Grenztunnel Füssen gelegene Freifläche der Autobahnmeisterei wurde genutzt, um ein TECHNIKUM mit 9 quadratischen Testflächen mit Seitenlängen von 3 m zu erstellen. Der Fahrbahnaufbau besteht bei sechs Freiflächen aus Asphalt und bei drei Freiflächen aus Beton (Abbildung 3-1). Die bifilar verlegten Rohrkonfigurationen bestehen entweder aus Kupfer oder Kunststoff und unterscheiden sich in den Tiefenlagen und Schenkkelabständen (Abbildung 3-2 und 3-3). Das Bergwasser wird in einem Tank gesammelt und mittels einer Umwälzpumpe über eine Zulaufleitung zu den Freiflächen geführt. Nachdem die Freiflächen durchströmt wurden, fließt das Bergwasser über einen Rücklauf in eine nachgeordnete Vorflut. In den Zulauf- und Rücklaufleitungen der einzelnen Felder sind Temperatursensoren angebracht, in der Zulaufleitung zusätzlich noch ein Durchflussmesser.

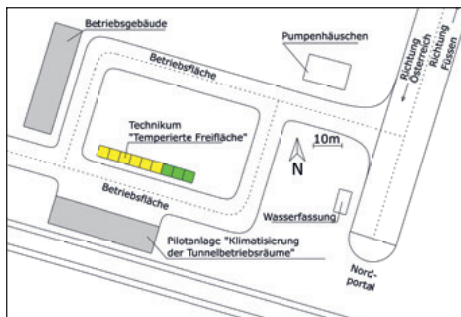


Abbildung 3-1: TECHNIKUM Füssen: gelb markierte Flächen mit Fahrbahnaufbau aus Asphalt, grün markierte Flächen mit Aufbau aus Beton.

Mit Gleichung (1) kann hieraus für jedes einzelne Feld die aus dem Bergwasser entzogene bzw. zugeführte Energie ermittelt werden.

In Feldmitte und am Rand jedes Feldes wurden zusätzlich noch Sensorebenen oberhalb und unterhalb der Rohrkonfigurationen in den Fahrbahnaufbau integriert. Die Sensorebenen bestehen aus zwei Temperatursensoren, die in einem vertikalen Abstand von 4 cm übereinander angeordnet wurden. Insgesamt sind pro Feld 8 Temperatursensoren verbaut, mit welchen die im Fahrbahnaufbau wirkenden Wärmeströme ermittelt werden können (Abbildung 4-5).

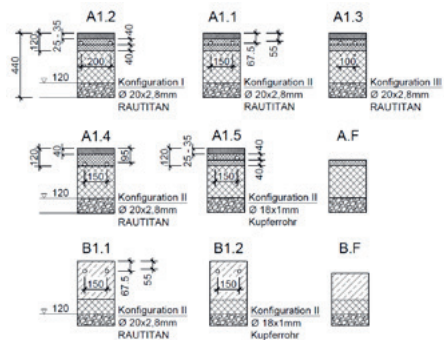


Abbildung 3-2: Realisierte Fahrbahnaufbauten

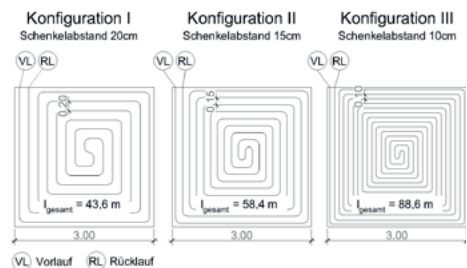


Abbildung 3-3: Verbaute Rohrleitungskonfigurationen (TECHNIKUM Füssen)

4 Anlagenbetrieb

Das Ziel der Anlagensteuerung ist es, die Freiflächen eis- und schneefrei zu halten. Bei einem direkten, passiven Betrieb der Anlage wird auf eine Wärmepumpe gänzlich verzichtet, sodass die Temperatur des Bergwassers unverändert bleibt. Einzig der Volumenstrom kann über die Pumpensteuerung angepasst werden. In Abhängigkeit des Volumensstroms stellt sich in den Rohrregistern eine laminare oder turbulente Durchströmung ein. Der dimensionslose Wärmeübergangskoeffizient (Nusseltzahl) des strömenden Wassers zur Umgebung nimmt im laminaren Bereich mit Anstieg der Durchströmung leicht zu, beim Übergang zur turbulenten Durchströmung steigt dieser jedoch sprunghaft an (von Böckh & Wetzel 2014).

Zur Bemessung und Auslegung der Anlage müssen alle auf die Freiflächen wirkenden und nicht regulierbaren Wärmeströme ermittelt und quantifiziert werden. Auf Basis dieser Werte kann mittels der an der



Geländeoberkante gebildeten Energiebilanz die zur Eis- und Schneefreihaltung erforderliche Wärmestromdichte \dot{q}_{zu} ermittelt werden. Die Energiebilanz setzt sich aus allen an der Straßenoberfläche wirkenden Wärmeströmen (Abbildung 4-1) wie folgt zusammen:

$$\dot{q}_{zu} = \pm \dot{q}_{KW} \pm \dot{q}_{LW} + \dot{q}_{konv} + \dot{q}_{lat} - \dot{q}_{regen} + \dot{q}_s - \dot{q}_{GEO} \quad (2)$$

\dot{q}_{zu} Wärmestrom aus Bergwasser

\dot{q}_{KW} kurzweiliger Wärmestrom

\dot{q}_{LW} langweiliger Wärmestrom

\dot{q}_{konv} konvektiver Wärmestrom

\dot{q}_{lat} latenter Wärmestrom

\dot{q}_{regen} regeninduzierter Wärmestrom

\dot{q}_s Schneeschmelze

\dot{q}_{GEO} geothermischer Tiefenstrom

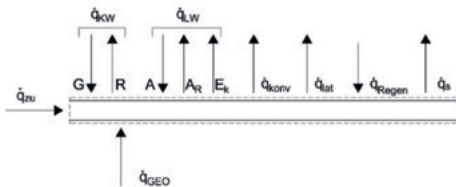


Abbildung 4-1: Energiebilanz einer Freiflächentemperatur

Zu allen genannten Wärmeströmen gibt es, sofern alle notwendigen Daten vorliegen, analytische Berechnungsmöglichkeiten. Datenerfassung und -übertragung erfolgen über einen Fernzugriff. Ferner wurde auch eine Wetterstation, welche Luftdruck, Windgeschwindigkeit, Lufttemperatur, Niederschlagsmenge und -intensität misst, installiert. Zur visuellen Kontrolle der Anlage wurde eine Kamera angebracht, auf welche ebenfalls der Fernzugriff möglich ist.

4.1 Variation der Strömungszustände

Im Rahmen der Testszenarien wurde u.a. die Art der Durchströmung der Absorber variiert. Maßgebendes Kriterium hierbei ist die dimensionslose Reynoldszahl (Bauer et al. 2018):

$$Re = vd/\nu \quad (3)$$

v Fließgeschwindigkeit des Bergwassers [m/s]

d Rohrdurchmesser [m]

ν Kinematische Viskosität [m²/s]

Die Strömungsgeschwindigkeit des Bergwassers kann über die Leistungsregelung der Umwälzpumpe eingestellt werden. Die Werte des Rohrdurchmessers bzw. der kinematischen Viskosität sind konstant.

4.1.1 Laminare Durchströmung

Eine laminare Durchströmung stellt sich bei Rohrströmungen bis zu einer Reynoldszahl von $Re \leq 2300$ ein. Es ist bei diesem Szenario (Abbildung 4-2) eine deutliche Abhängigkeit der im Fahrbahnaufbau gemessenen Temperaturen von der Außentemperatur ersichtlich.

4.1.2 Turbulente Durchströmung

Ab einer Reynoldszahl von 3000 ist von einer rein turbulenten Durchströmung in den Rohrkonfigurationen auszugehen. In Abbildung 4-3 wird offensichtlich, dass die Temperaturen des Fahrbahnaufbaus nicht unmittelbar von der Temperatur der Außentemperatur, sondern eher von der Temperatur des Bergwassers beeinflusst werden.

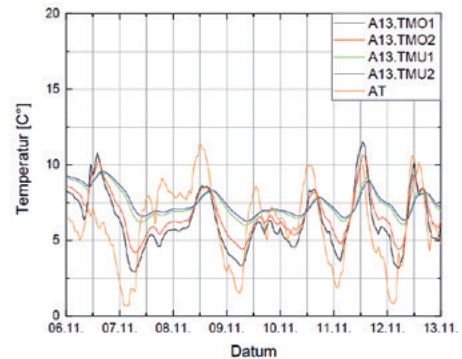


Abbildung 4-2: Laminare Durchströmung der Rohrkonfigurationen des Testfelds A1.3. (Asphaltaufbau, Kunststoffrohre), „AT = Außentemperatur“

Dieser Effekt lässt sich mit dem bereits beschriebenen deutlichen Anstieg des Wärmeübergangskoeffizienten zwischen Bergwasser und Rohr beim Übergang in eine turbulente Durchströmung erklären. Um eine möglichst effektive Flächenheizung zu realisieren, wurde daher bei der Auslegung der Anlagensteuerung ausschließlich turbulente Durchströmungsraten berücksichtigt.

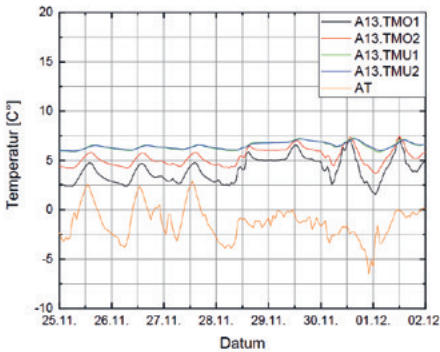


Abbildung 4-3: Turbulente Durchströmung der Rohrkonfigurationen des Testfeldes A1.3.

4.2 Witterungsabhängige Testszenarien

Die Aktivierungszeit ist bei der Anlagensteuerung elementar, d. h. es gilt zu klären, mit welchem zeitlichen Vorlauf die Anlage in Betrieb gehen muss, um Schnee- bzw. Glättebildung auf der Fahrbahnoberfläche und im Sommer extrem hohen Fahrbahnoberflächentemperaturen vorzubeugen. Hierfür wurden unterschiedliche Testszenarien untersucht.

4.2.1 Schneefallszenario

Zur Auslegung der Anlagensteuerung ist die Kenntnis der Schmelzgeschwindigkeit auf den jeweiligen Feldern elementar, weshalb ein Szenario konzipiert wurde, mit dem die Schmelzgeschwindigkeiten der Freiflächen untersucht wurde.

In der Nacht vom 10.02. auf den 11.02.2021 wurde vom DWD starker Schneefall vorhergesagt. Zusätzlich zu den ohnehin gemessenen Daten wurde in diesem Zeitraum die Dichte, Intensität und Temperatur des Schnees gemessen. Die Anlage

war zu Beginn des Testszenarios bereits in Betrieb. Die Temperatur der unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten zu Beginn des Szenarios ist in Abbildung 4-5 dargestellt. Der Abbildung 4-5 ist die Anordnung der Temperatursensoren zu entnehmen, zwei liegen in Feldmitte oberhalb der Rohrregister und zwei weitere in Feldmitte unterhalb der Rohrregister. Die Rohrregister selbst sind in 67,5 mm Tiefe verlegt. Der bergwasserinduzierte Wärmeeintrag ist auf Höhe der Rohrregister offensichtlich. Am 10.02.2021 wurde die Anlage gegen 20:00 Uhr ausgeschaltet. Am 11.02.2021 wurde die Anlage gegen 9:00 Uhr wieder in Betrieb genommen, wobei sich auf den Freiflächen über Nacht eine ca. 10 cm hohe Schneedecke gebildet hatte.



Abbildung 4-4: Testfeld A1.5. während des Auftauprozesses

Nach Inbetriebnahme der Flächentemperierung war nach ca. 2 Stunden bereits das erste Feld B1.2 (Betonaufbau mit Kupferleitungen) gänzlich schneefrei, es folgten A1.5 (Asphaltaufbau mit Kupferleitungen; Abbildung 4-4 zeigt den Abschmelzvorgang) und danach B1.1 (Betonaufbau und Kunststoffleitungen). Es ist zu erkennen, dass der Versuchsaufbau in Feld B1.2 am effizientesten arbeitet. Parallel wurde die Schneedichte in Abhängigkeit von der Temperatur gemessen (Abbildung 4-6). Es ist deutlich zu sehen, dass mit abnehmender Außentemperatur auch die Schneedichte abnimmt. Eine zusätzlich durchgeführte Temperaturmessung an einer Referenzfläche ergab bei einer 10 cm hohen Schneedecke eine Bodentemperatur von $-0,3^{\circ}\text{C}$, während die Temperatur an der Schneeoberfläche $-8,5^{\circ}\text{C}$ betrug, so dass sich ein Temperaturgradient von $8,2\text{ K}$ über eine Schneehöhe von 10 cm ergab.

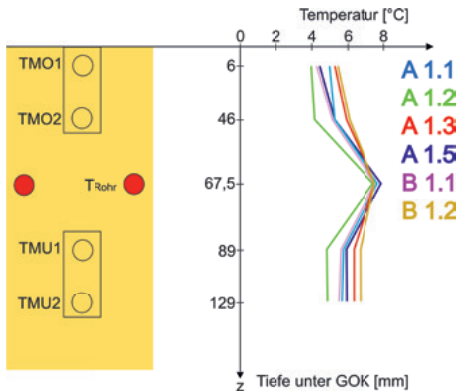


Abbildung 4-5: Temperaturverlauf der verschiedenen Fahrbahnaufbauten (siehe Abbildung 3-2) am 10.02.2021 um 12:00 Uhr während Schneefall, bei 2°C Außentemperatur.

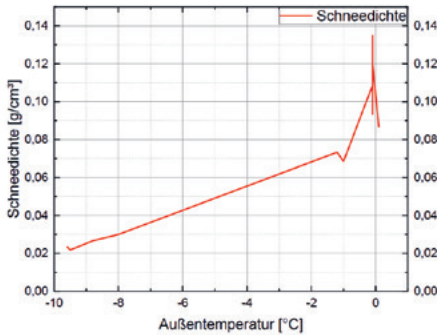


Abbildung 4-6: Schneedichte in Abhängigkeit der Außentemperatur.

Diese Messergebnisse weisen damit nach, dass mit abnehmender Außentemperatur die Dichte des Schnees abnimmt, wodurch die wärmedämmende Wirkung steigt; in der Folge ist umso mehr thermische Energie notwendig, um diesen „leichteren“ Schnee abzuschmelzen. Für die Steuerung der Anlage bedeutet dies, dass die von den Sensoren im Fahrbahnaufbau gemessenen Temperaturen trotz geschlossener Schneedecke an der Geländeoberkante positiv sein können. Die Steuerung der Anlage kann folglich nicht allein mit gemessenen „Ist-Daten“ erfolgen, vielmehr ist die Berücksichtigung von Wetterprognosen zwingend nötig sowie eine entsprechende situative Anpassung der Durchströmungsrate als maßgebende Steuerungsgröße.

4.2.2 Eis- und Glätteszenario

Um die Trägheit bzw. Reaktionszeit der Anlage zu erproben, wurde ein Szenario betrachtet, bei dem die Anlage über längere Zeit außer Betrieb genommen wurde, bevor die Anlage dann bei der Ankündigung von Glätte mit adäquater Vorlaufzeit aktiviert wurde. Für den 17.03.2021 um 20:00 Uhr meldete die Straßenwettervorhersage SWIS des Deutschen Wetterdienstes (DWD) Glätte. Entgegen der Wetterprognose setzte zusätzlich noch Schneefall ein. Um 17:30 Uhr, d. h. 2,5 Stunden vor der gemeldeten Glättebildung wurde die Anlage mit einer Gesamtdurchströmung von 1,5 l/s in Betrieb genommen. In Abbildung 4-7 ist zu erkennen wie die Temperatur des Fahrbahnaufbaus des Testfeldes A1.3 mit Inbetriebnahme der Anlage wärmer wird und sich von der Außentemperatur („AT“) entkoppelt. Die Temperatur des Fahrbahnaufbaus nimmt mit Sonnenaufgang deutlich zu (in der oberen Lage fast 10°C), obwohl die Außentemperatur nur etwa max. 3°C warm wird. Die Ursache liegt im merklichen Einfluss der langwelligen Sonnenstrahlung auf den Fahrbahnaufbau.

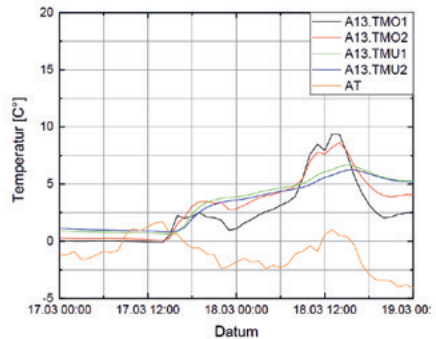


Abbildung 4-7: Temperatur des Fahrbahnaufbaus bei Durchführung eines "Kaltstarts".

In Abbildung 4-8 ist im Vergleich zu Abbildung 4-5 ein größerer Temperaturgradient zwischen Rohrleitungen und Fahrbahnoberfläche zu erkennen, der darauf zurückzuführen ist, dass bei der in Abbildung 4-8 dargestellten Situation, die Anlage wie erläutert zuvor nicht in Betrieb war, wodurch die Temperatur

des Fahrbahnaufbaus niedriger war als in Abbildung 4-5. Ferner ist ebenfalls zu erkennen, dass in den Testfeldern B1.2 und A1.5 (beide Kupferleitungen) die höchste Oberflächentemperaturen erreicht werden.

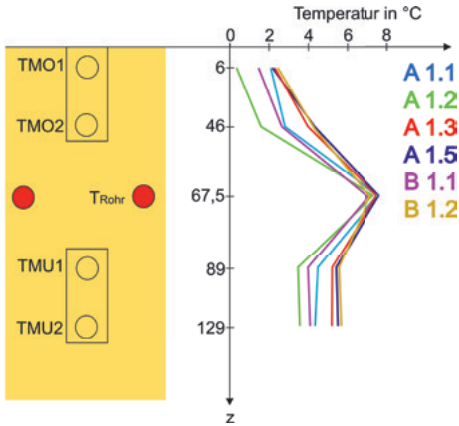


Abbildung 4-8: Temperaturverlauf der unterschiedlichen Fahrbahnaufbauten (siehe Abbildung 3-2) nach Durchführung eines "Kaltstarts" am 18.03.2021 um 23:00 Uhr.

4.2.3 Hitzeszenario

Der Sommer 2021 wurde genutzt, um den Einfluss der Flächenheizung zur Kühlung des Fahrbahnaufbaus zu untersuchen. In Abbildung 4-9 ist der Temperaturverlauf eines aus Asphalt bestehenden Testfeldes ohne Durchströmung dargestellt. Die Temperatur ist in diesem Feld stets höher als die Außentemperatur. Die Ursache liegt in dem radiativen Wärmestrom, welcher aufgrund des hohen Emissionsgrad des Asphalts ($\epsilon_A = 0,97$) sehr groß ist (von Böckh & Wetzel 2014).

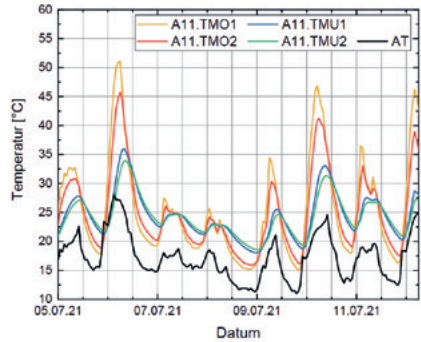


Abbildung 4-9: Temperaturverlauf eines aus Asphalt bestehenden Fahrbahnaufbaus ohne Durchströmung

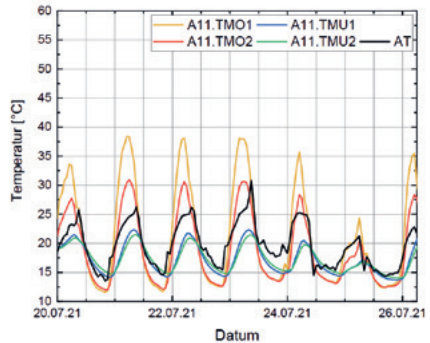


Abbildung 4-10: Temperaturverlauf eines Asphaltfeldes bei aktiver Durchströmung

In Abbildung 4-10 ist dasselbe Asphaltfeld bei durchströmten Rohrregistern dargestellt, die gemessene Außentemperatur ist hierbei sogar höher als in Abbildung 4-9. Die im Fahrbahnaufbau gemessenen Temperaturen sind hier bei durchströmten Rohren um 10 K geringer, als bei nicht durchströmten Rohren. Dieser Zusammenhang zeigt, dass durch eine direkte, passive Kühlung von Asphaltflächen in den Tunnelportallbereichen das Risiko von Spurrillenbildung deutlich reduziert werden kann.

5 Numerische Untersuchungen

Um die das Verhalten der Freiflächenheizung maßgebend beeinflussenden Parameter analysieren und einordnen zu können, wurden numerische Simulationen mit einem gekoppelten hydraulisch-thermischen Modell durchgeführt. Das Modell simuliert das Verhalten der Freiflächen während der Testszenarien und soll einen Beitrag leisten, um die in der Wärmebilanz gemäß Gleichung (2) nicht oder nur schwer durch Messungen ermittelbaren Wärmeströme (z. B., kurzwellige Strahlung) zu identifizieren. Das Modell, welches mit der Simulationssoftware Comsol erstellt wurde (siehe Abbildung 5-2), besitzt eine Grundfläche von 3 m x 3 m und eine Tiefe von 1 m. Die Materialeigenschaften des Aufbaus und der Rohre entsprechen den in Abbildung 3-2 dargestellten Fahrbahnkonfigurationen. Die Validierung der Simulation erfolgt in Perioden in denen die äußeren atmosphärischen Randbedingungen möglichst präzise bestimmbar sind. In dem folgenden Fall wurde eine turbulente Durchströmung im November 2020 gewählt. Die simulierte Durchströmungsrate entspricht der in diesem Zeitraum gemessenen Durchströmung.

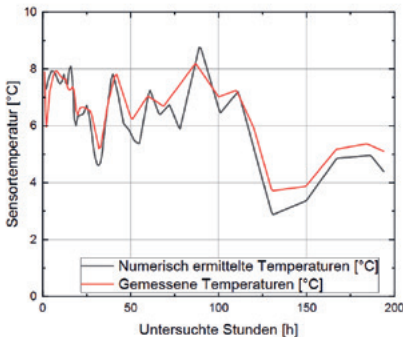


Abbildung 5-1: Vergleich numerisch ermittelte Temperaturen mit gemessenen Temperaturen beim Testfeld B1.2 in der obersten Sensorlage (TMO1).

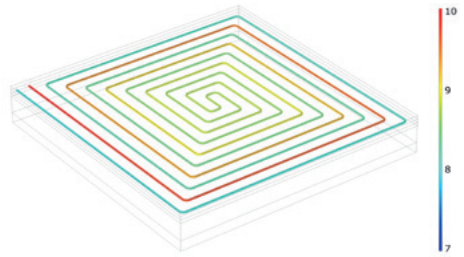


Abbildung 5-2: Numerisches Simulationsmodell

Aufgrund der Lage des TECHNIKUMS hinter einem Bergücken ist ab Ende Oktober keine direkte Sonneneinstrahlung auf die Freiflächen zu erwarten, d.h. der Wärmestrom aus kurzwelliger Strahlung kann ignoriert werden. Ferner wurde darauf geachtet, dass in der gewählten Zeitperiode kein Niederschlag (Regen, Schnee) auftrat. Die weiteren in Gleichung (2) aufgeführten Wärmeströme wurden mittels analytischer Formeln, welche detailliert in (Buhmann 2019) aufgeführt sind ermittelt und als thermische Randbedingung in das Modell eingefügt.

Um die numerisch ermittelten Temperaturwerte anhand der gemessenen Temperaturdaten zu überprüfen, wurden die Temperaturen, welche in dem Fahrbahnaufbau an denen in Abbildung 4-5 aufgezeigten Temperatursensoren gemessen wurden, mit den numerisch ermittelten Daten verglichen (siehe Abbildung 5-1). In diesem Fall wurden die Daten des obersten Temperatursensors des Testfeldes B1.2 untersucht. Es zeigt sich, dass die numerisch ermittelten und gemessenen Daten gut übereinstimmen. Dasselbe gilt für die weiteren Felder, die in vergleichbarer Form simuliert wurden.

Anhand des validierten numerischen Modells werden aktuell Parameterstudien durchgeführt, welche dann zur Untersuchung der maßgeblich die Freiflächentemperatur beeinflussenden Parameter verwendet werden.

6 Zusammenfassung

Die im Rahmen des Forschungsvorhabens durchgeführten Messungen an dem TECHNIKUM belegen, dass sich das innovative Konzept der direkten,

passiven Freilächentemperierung zur Schnee- und Eisfreihaltung von Verkehrsflächen an Tunnelportalen eignet. Neben einer Eis- und Schneefreihaltung im Winter kann mit einer Kühlung im Sommer die Lebensdauer der Verkehrsflächen positiv beeinflusst werden. Als günstiger Nebeneffekt können durch die Reduktion der Temperatur des Bergwassers die vorgeschriebenen Grenztemperaturen bei der Einleitung in die Vorflut eingehalten werden. Aus dem bisherigen Forschungsstand lässt sich ableiten, dass die Kombination aus Betonfahrbahn und Rohrregistern aus Kupferrohren mit flacher Verlegetiefe am effektivsten die thermische Energie des Bergwassers in Richtung der Fahrbahnoberfläche transportiert.

Nach der Aktivierung dauert es ca. 5 bis 6 Stunden, bis die Fahrbahnoberfläche warm genug ist, um die Flächen bei einem Schneefall mittlerer Intensität eis- und schneefrei zu halten, d.h. um den fallenden Schnee kontinuierlich abzuschmelzen. Auch wurde erkannt, dass das lokal gemessene Wetter nicht immer mit der Wetterprognose übereinstimmt, aber auch dass nicht ausschließlich die lokal gemessenen Temperaturwerte zur Bestimmung des Straßenzustandes herangezogen werden dürfen. Bei der Programmierung der automatischen Steuerung der Anlage mittels eines mit 'Python' programmierten Scripts wurden daher die Wetterprognosen, als auch die lokal gemessenen Klimadaten integriert. Die Fernsteuerung wurde im Winter 2021/22 für den Betrieb der Anlage eingesetzt. Dabei konnte gezeigt werden, dass die Flächen durch die Integration der Wetterprognosen in die Steuerung durchgehend eisund schneefrei gehalten werden konnten. Die derzeit in Ausarbeitung befindliche Implementierungshilfe zum Einsatz von direkten, passiven Freilächentemperaturen zur Schnee- und Eisfreihaltung von Fahrbahnoberflächen soll die Integration dieses nachhaltigen Konzeptes erleichtern. Die Implementierungshilfe wird zu diesem Zweck Empfehlungen und Hinweise zur Planung, der Bemessung und dem Betrieb von direkten, passiven geothermischen Flächenheizungen mittels Tunnel-drainagewasser enthalten.

Literaturverzeichnis

- Bauer, M., Freeden, W., Jacobi, H., Neu, T. (2018). *Handbuch Oberflächennahe Geothermie*. Berlin: Springer Spektrum.
- Buhmann, P. (2019). *Energetisches Potential geschlossener Tunnelgeothermiesysteme*. Stuttgart: Mitteilungen des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 73
- Feldmann, M., Döring, B., Hellberg, J., Kuhnhenne, M., Pak, D. (2012): *Vermeidung von Glätteisbildung auf Brücken durch die Nutzung von Geothermie*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Brücken- und Ingenieurbau B 87, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven.
- Herrmann, V., Koch, S. (2017): *Schneefreihaltung und Eisfreihaltung einer Grundstückszufahrt: Geothermie in Kombination mit Walzasphaltschichten*. Bbr – Fachmagazin für Brunnen und Leitungsbau, 09, 54-57.
- Moormann, C., Buhmann, P. (2017). *Entwurf von hydrogeothermischen Anlagen an deutschen Straßentunneln*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen, Brücken- und Ingenieurbau B141, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven.
- Oeser, M., Carreño, N., Renken, L., Kemper, D., Kneer, R., Gouya, S., zu Dohna, J., Steins, C. (2019). *Temperierte Straße – Untersuchungen zur Realisation eines Demonstrators auf dem duraBAST*. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen: Straßenbau S 132, Wirtschaftsverlag NW, Bremerhaven
- Richter, T. (2009). *Verwendung von Erdwärme zur Schnee- und Eisfreihaltung von Freiflächen*. Hannover: Berichte des Institutes für Bauphysik der Leibniz Universität Hannover
- Rybach, L. (2015). *Innovative energy-related use of shallow and deep groundwaters – Examples from China and Switzerland*. Central European Geology 57, 100-113



Simoni, R. (2013). *Gotthard-Basistunnel - Der längste Tunnel der Welt*. Beton- und Stahlbetonbau Spezial 2013 – Europas längster Tunnel. DOI: 10.1002/best.201380002

VDI 4640 Blatt 2 (2010). *Erdgekoppelte Wärmepumpenanlagen*. Berlin: Beuth Verlag GmbH

von Böckh, P., Wetzel, T. (2014). *Wärmeübertragung*. Berlin: Springer Vieweg

Zum axialen Tragverhalten von vibrierten und geramnten Vollverdrängungspfählen

Bastian Hoffmann M.Sc., Universität Stuttgart, Institut für Geotechnik

Fertigpfähle werden in der Regel durch Schlagrammung eingebracht. Mit dem alternativen Einsatz des Vibrationsverfahrens können signifikante ökonomische und ökologische Vorteile verbunden sein, da der Schall an der Quelle reduziert und eine deutlich schnellere und ermüdungsärmerer Herstellung ermöglicht wird. Dies ist in der Ingenieurpraxis u. a. von besonderer Bedeutung für im Wasser- und Offshore-Bau eingesetzte Stahlrohrpfähle, sowie bei sehr dicht gelagerten nichtbindigen Böden, aber auch für weitere Anwendungen wird die vibrierende Einbringung verstärkt angestrebt. In diesem Beitrag werden vergleichende Modellversuche zur schlagenden und vibrierenden Installation vorgestellt. Die durchgeführte axiale Belastung geben Aufschluss über die unterschiedlichen Tragmechanismen. Mittels eines neu entwickelten Versuchstands konnten dynamische Effekte, welche bei der vibrierenden Installation entstehen, von zyklischen Effekten abgegrenzt werden und Aussagen über den Einfluss der Installationsmethode auf die axiale Tragfähigkeit getroffen werden.

1 Einleitung

Während für schlagend eingebrachte Pfähle bewährte Berechnungsansätze für die Prognose des axialen Pfahltragverhaltens zur Verfügung stehen, die auch Eingang in Normen und Regelwerke (u. a. EA-Pfähle) gefunden haben, liegen zum Einfluss der Vibrationseinbringung auf den axialen Pfahlwiderstand entsprechend abgesicherte Erfahrungen noch nicht vor. Insgesamt ist der Kenntnisstand gering. Die ‚EA-Pfähle‘ DGGT (2012) empfiehlt, den axialen Pfahlwiderstand vibrierter Fertigrammpfähle gegenüber geramnten Pfählen abzumindern.

In dem hier vorgestellten Beitrag wird der aktuelle Kenntnisstand zum Einfluss des Herstellungsvorganges von vibrierend eingebrachten Fertigrammpfähle auf die Baugrundverhältnissen und auf das axiale Pfahltragverhalten vorgestellt und auf der Basis neuer experimenteller Untersuchungen fortgeschrieben.

2 Stand der Forschung

2.1 Verfahren der Pfahleinbringung im Vergleich

Cudmani (2001) betrachtet drei Kategorien der Pfahleinbringung. Das langsame monotone Eindringen des Pfahls wird als statische Penetration be-

zeichnet. Die alternierende Penetration beschreibt eine zyklische kraft- oder verschiebungsgesteuerte Eindringung, bei dem keine Trägheitskräfte berücksichtigt werden müssen. Die dynamische Penetration hingegen charakterisiert das Eindringen eines Körpers unter dynamischer Kräfteerregung. Zusätzlich zu diesen Verfahren kann die in der Praxis gängige Impulspenetration oder Schlagrammung erwähnt werden. In Abbildung 2-1 ist die Pfahleinbringung mit schematischem Verlauf der Einbringung und der eingepprägten Kräfte für die Installationsarten; monotones Einpressen, Schlagrammung, Vibrationsrammung und zyklisches Eindrücken nach Vogelsang (2017) dargestellt.

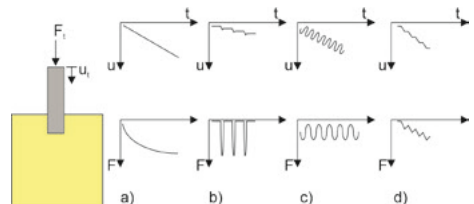


Abbildung 2-1: Grundlagen der Pfahleinbringung mit schematischem Verlauf der Eindringung und der eingepprägten Kräfte: a) monotones Einpressen, b) Schlagrammung, c) Vibrationsrammung, d) zyklisches Eindrücken (nach Vogelsang 2017)

Das monotone Einpressen ist der einfachste Installationsvorgang. Dieser eignet sich, um ein Verständnis mechanischer Zusammenhänge zu schaffen und



findet in vielen wissenschaftlichen Arbeiten als Referenz zu anderen Penetrationsverfahren Verwendung, z. B. bei Vogelsang (2017), Labenski (2020) und weitere.

Für das Verfahren der Schlagrammung liegen vielzählige Erfahrungen vor, um eine optimale Pfahleinbringung zu gewährleisten und die Tragfähigkeit der Pfähle abschätzen zu können. So liefert beispielsweise die EA-Pfähle DGGT (2012) Erfahrungswerte für die Tragfähigkeit für verschiedene Pfahlsysteme. Bei der Rammung von Pfählen durchläuft die von den Rammbaren initiierte Stoßwelle den Pfahlquerschnitt als Druckwelle bis zum Fuß und wird als Zugwelle wieder reflektiert Wienholz (1998). Um die Energieübertragung zwischen Pfahl und Boden während der Rammung abschätzen zu können ist nach Massarsch (1992) die Pfahlimpedanz der maßgebende Parameter.

$$I = (E \cdot A) / C \quad (1)$$

mit

I	Impedanz	[kNs/m]
E	Elastizitätsmodul	[kN/m ²]
C	Wellengeschwindigkeit	[m/s]
ρ	Dichte	[kN/m ³]

Bei zunehmender Impedanz des Pfahles steigt nach Schwab & Bhatia (1985) der Energieanteil, der für die Pfahleinbringung aufgebracht werden kann. Zudem wird der Anteil der Energie kleiner, der bei der Rammung durch Schwingungen in den umliegenden Boden verloren geht. Wienholz (1998) konnte in Modellversuchen den Einfluss der Pfahlimpedanz auf das axiale Tragverhalten von Vibrationspfählen übertragen. So stellte er in seinen Modellversuchen fest, dass bei geringer Pfahlimpedanz ein größerer Energieeintrag in den umliegenden Boden erfolgt, was wiederum mit erhöhten Pfahltragfähigkeiten korreliert.

Das grundlegende Prinzip der Vibrationsrammung besteht darin, dass durch das zyklische und dynamische Anregen des Vibrationsgutes die Scherfestigkeit des umliegenden Bodens temporär herabgesetzt wird, so dass Mantelreibung und Spitzendruck durch die Ausübung der Erregerkraft überwunden

werden können. Schlussendlich dringt der Pfahl alleine durch sein Eigengewicht in den Boden ein. Hartung (1994) und Schmid (1970) erkannten schon früh, dass sich die Installationszeit im Vergleich zur Schlagrammung um den Faktor zehn reduzieren ließ. Ein weiterer Vorteil der Vibrationsrammung gegenüber der Schlagrammung liegt in der Lärmreduktion, so konnte Bouth (1973) eine um 35 dB geringere Lautstärke feststellen.

2.2 Pfahl-Bodeninteraktion während der Vibrationsrammung

Bei der vibrierenden Pfahlinstallation kommt es aufgrund von Überlagerungseffekten zu komplexen bodenmechanischen Phänomenen. So entstehen infolge der harmonischen Kraftanregung zyklische Effekte, hohe Vibrationsfrequenzen bewirken wiederum hohe Beschleunigungen der Bodenpartikel zudem treten dynamische Effekte auf. Labenski (2020) grenzte die beiden Effekte der Dynamik und der Zyklik voneinander ab und definierte die Begriffe wie folgt:

- **Dynamische Pfahleinbringung:** Hierbei verändern sich die zeitlich veränderlichen Größen so schnell, dass Trägheitskräfte wirksam sind.
- **Zyklische Pfahleinbringung:** Die zeitlich veränderlichen und periodischen Größen laufen so langsam ab, dass keine Trägheitskräfte wirksam sind.

Eine Zuordnung in Frequenzbereiche tätigte Gotschol (2002)

zyklisch	Zyklisch-dynamisch	dynamisch
$0 < f \leq 1,0 \text{ Hz}$	$1,0 < f \leq 10 \text{ Hz}$	$F > 10 \text{ Hz}$

Tabelle 1: Frequenzbereich verschiedener Anregungen nach Gotschol (2002)

2.2.1 Einfluss dynamischer Effekte

Als Frequenz wird die Anzahl der vertikalen Schwingungen des Vibrator-Pfahl Systems pro Sekunde bezeichnet. Kühn (1978) bezeichnete den Vibrator als Schwingungserreger, den Pfahl als Federung und den Boden als Dämpfung.

Frühere Untersuchungen zum dynamischen Verhalten von nichtbindigen Böden führten Hertwig et al. (1933) durch und erkannten das Potential einer optimalen Verdichtung bei Frequenzen in der Nähe der Resonanzfrequenz des Bodens. Nach Westerberg (1995), Massarsch & Westerberg (1995) und Woods (1997) sind zwei Resonanzfrequenzen für die Vibrationsrammung ausschlaggebend: Die Resonanzfrequenz des Vibrator-Pfahl Systems und die Resonanzfrequenz des Vibrator-Pfahl-Bodensystems. Bei einer optimalen Installationsfrequenz ist die Bewegungsamplitude sowie die relative Verschiebung zwischen Pfahl und Boden maximal. Diese Frequenz entspricht der Resonanzfrequenz des Vibrator-Pfahl Systems, hierbei schwingen Pfahl und Boden nicht in Phase. Mit der hieraus resultierenden hohen Eindringgeschwindigkeit können kurze Installationszeiten erzielt werden. Der Großteil der eingeleiteten Energie wird in Form von Wärme am Pfahlmantel und -fuß frei. Ein geringer Teil der Energie wird wellenförmig in den umliegenden Boden abgegeben.

Im Gegensatz dazu wird die Resonanzfrequenz des Vibrator-Pfahl-Boden Systems als optimale Verdichtungsfrequenz definiert. Die Bodenpartikel schwingen in gleicher Phase wie der Pfahl und die Relativverschiebung ist minimal. Die vertikalen Bodengeschwindigkeiten werden maximal, es treten geringe Energieverluste durch Reibung zwischen Pfahl und Boden auf, weshalb eine optimale Energieübertragung stattfindet.

Es kann aufgrund der starken Bodenvibration sogar zu einem Stopp der Penetration kommen. Infolge der durch die Vibration ausgelösten Veränderung der Lagerungsdichte kann sich die Resonanzfrequenz ständig ändern.

Hartung (1994) beschrieb die Beziehung zwischen der Installation von Vibrationspfählen und der Verdichtung des umliegenden Bodens und dessen Auswirkung auf die axiale Tragfähigkeit. Hierbei stellte er fest, dass die Tragfähigkeit abhängt vom Verhältnis zwischen Erregerfrequenz und Bodenresonanzfrequenz ist. In Modellversuchen konnte er zeigen, dass die axiale Tragfähigkeit mit zunehmender Installationsfrequenz abnahm, ein nachträgliches Nachverdichten unter Resonanzfrequenz

steigerte die Tragfähigkeit wiederum, erreichte jedoch nicht das Niveau, welches mit einer niedrigeren Installationsfrequenz hätte erreicht werden können. Die größten Pfahltragfähigkeiten konnte bei einer geringen Differenz zwischen Installationsfrequenz und Eigenfrequenz des Bodens erzielt werden. Kühn (1980) veröffentlichte hierfür eine Tabelle mit Eigenfrequenzen verschiedener Böden. Die höhere Tragfähigkeit der mit niedriger Frequenz eingebrachten Pfähle konnte auf einen höheren Pfahlfußwiderstand zurückgeführt werden. So stellte Hartung (1994) fest, dass die Vibrationsfrequenz einen großen Einfluss auf den Pfahlfußwiderstand hat. In Modellversuchen konnte Wienholz (1998) die Verdichtung im Fußbereich während des Nachverdichtungsvorganges und die Auflockerung um den Pfahlmantel bestätigen. Im wesentlichen untersuchte Wienholz (1998) den Einfluss der Pfahlimpedanz auf die axiale Tragfähigkeit. Hierbei stellte er bei geringerer Pfahlimpedanz und dem damit verbundenen höheren Energieeintrag in den Boden höhere axiale Pfahlwiderstände fest.

Als Hauptursache für Bodenverdichtung gilt nach Versäll (2013) neben der Bodenverflüssigung die Überschreitung kritischer Scherdehnungen. Hierzu führte Massarsch (2016) Versuche zur Identifikation des Verdichtungsmechanismus von Böden durch. Er definierte die Scherdehnung γ wie folgt:

$$\gamma = \frac{v}{c_s} = \frac{a}{2\pi f c_s} \quad (2)$$

mit

γ Impedanz

v Elastizitätsmodul

c_s Scherwellengeschwindigkeit

a Beschleunigung des Bodens

f Schwingfrequenz

Gemäß Massarsch (2016) verringert sich die Bodenverdichtung durch eine Abnahme der Scherdehnung. Unter Betrachtung von Gleichung (2) findet eine Reduktion der Scherdehnung bei konstanter Beschleunigung a und erhöhter Frequenz f statt. Entscheidend für den Verdichtungsvorgang ist die vertikale Schwinggeschwindigkeit v , welche mit



tels Geophonmessungen bestimmt werden kann. Ergebnisse solcher Geophonmessungen finden sich bspw. in Massarsch (2002) oder Massarsch et al. (2017).

2.2.2 Einfluss zyklischer Effekte

Neben den dynamischen Effekten treten beim Vibrationsrammen infolge der Pfahlbewegung zyklische Effekte im Boden auf. Das auftretende Verformungsverhalten von nichtbindigen Böden unter zyklischer Belastung wird als zyklisches Kriechen bezeichnet (Lammertz 2008). Hierbei tritt eine Akkumulation der plastischen Verformungsanteile auf. Bei zunehmender Zyklenzahl erhöhen sich die plastischen Verformungen und die Bodeneigenschaften werden nachhaltig verändert. Nach Lammertz (2008) kann zwischen zyklischer Bodenverfestigung und -entfestigung unterschieden werden. Kornumlagerungen, die zur Ver- oder Entfestigung führen, treten nach Triantafyllidis (2003) erst nach Überschreitung eines linearen Scherdehnungsbereiches auf.

Cudmani (2001) stellte in durchgeführten Feldversuchen zwei Bewegungsmodi während der Vibrationsrammung fest und führte hierbei die Begriffe kavitatives Vibrationsrammen und nichtkavitives Vibrationsrammen ein. Bereits Rodger & Littlejohn (1980) beschrieben zwei unterschiedliche Bewegungsarten, i.e. das langsame (kavitative) und das schnelle (nicht-kavitative) Vibrationsrammen. Dierssen (1994) bezeichnete den schnellen Bewegungsmodus als pulsierendes Vibrationsrammen. Beim schnellen (nicht-kavitativen) Vibrieren bewegt sich der Pfahl ohne Bewegungsumkehr nach unten. Beim langsamen (kavitativen) Vibrationsrammen hingegen kommt es zu einer Bewegungsumkehr des Pfahls. Durch beide Modi entsteht am Pfahlmantel eine Bodenverflüssigung. Am Pfahlfuß bildet sich beim kavitativen Vibrationsrammen, gegensätzlich zum nicht-kavitativen Vibrationsrammen, keine Verflüssigungszone, sondern ein elasto-plastischer Bereich aus. Das kavitative Vibrationsrammen konnte Cudmani (2001) bei maximaler Unwuchtstellung und Vibrationsfrequenz (maximale Bewegungsamplitude und Fliehkraft) in mitteldichter bis dichter Lagerung feststellen. Das nicht-kavitative Vibrationsram-

men wurde in lockerer bis mitteldichter Lagerung, bei minimaler Unwuchtstellung (minimale Bewegungsamplitude) und maximaler statischer Auflast beobachtet. Vielsack & Storz (1997) führten ebenfalls Modellversuche zum Vibrationsrammen durch. Hierbei stellten sie ähnlich wie Cudmani (2001) verschiedene Vibrationsmodi fest. Im Grundmodus weist die Bewegung des Pfahls die gleiche Periode auf wie die Erregung. Höhere Modi haben mehrere Erregerzyklen, weshalb Vielsack & Storz (1997) diese mit Hilfe der ganzzahligen Parameter m und n definierten. n beschreibt die Entwicklungszahl des Spitzendrucks pro charakteristische Periode. Umso höher der Bewegungsmodus, desto langsamer findet die Pfahlinstallation statt.

Vogelsang (2017) führte Versuche zur monotonen und zyklischen Pfahlinstallation durch. Bei der zyklischen Pfahlinstallation variierte er den Bewegungsrhythmus. Er stellte bei Messungen des Pfahlspitzendrucks und der Mantelreibung, unabhängig von der Lagerungsdichte, eine Art Grenzbelastung des monotonen Versuches gegenüber dem zyklischen Eindringen fest. Zusätzlich konnte Vogelsang (2017) bei zyklischer Pfahlinstallation in locker gelagerten Sanden, eine Verdichtung des umliegenden Bodens im Mantelbereich feststellen. Infolge der zyklischen Scherbeanspruchungen kam es zu Kornumlagerungen, ähnlich wie sie Wichmann (2016) in zyklischen Triaxialversuchen feststellen konnte. Gegenteilige Effekte entstanden in mitteldichter und dichter Lagerung, was Vogelsang mit dem *friction fatigue*-Effekt begründete. Durch die zyklische Pfahlinstallation kommt es zu einer Spannungsrelaxation am Pfahlmantel und zur Abnahme der mobilisierten Mantelreibung. Lehane & White (2005) stellten in Zentrifugenversuchen zusätzlich fest, dass die Verringerung der Horizontalspannungen bzw. der *friction fatigue*-Effekt neben der Anzahl der Zyklen von der Größe der Pfahlbewegungsamplitude abhängig ist.

3 Versuchsaufbau

Am Institut für Geotechnik der Universität Stuttgart werden physikalische Untersuchungen zur Klärung des axialen Tragverhaltens von vibrierten und gerammten Vollverdrängungspfählen durchgeführt.

Die 1g-Modellversuche wurden im geometrischen Maßstab 1:10 konzipiert. Der Versuchsaufbau ist in Abbildung 3-1 dargestellt.

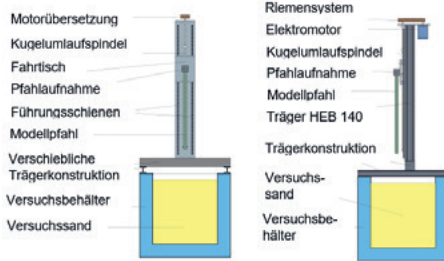


Abbildung 3-1: Schematische Darstellung des Versuchsaufbaus

Die skalierten Modellversuche werden in einem rechteckigen Stahlbehälter mit einer Kantenlänge von 1,0 m x 1,0 m und einer Höhe von 1,6 m durchgeführt. Die Abmessungen des Stahlbehälters gewährleisten einen horizontalen Abstand von 14·D von Pfahlmantel zum Behälterrand und einen vertikalen Abstand von 17,5·D vom Pfahlfuß zum Boden des Behälters. Während der Installation werden die Verschiebung des Pfahls, sowie der Erddruck am Behälterboden gemessen. In der nachgeschalteten axialen Belastung des Pfahls werden die axiale Dehnung über Dehnmesstreifen am Pfahl gemessen. Die Dehnmesstreifen befinden sich in sechs Ebenen entlang des Pfahlmantels. Die Pfahlspitzenkraft wird separat gemessen. Mittels einer am Pfahlkopf angebrachten Kraftmessdose kann zusätzlich die Gesamtkraft ermittelt werden. Zusätzlich wird die Pfahlkopfverschiebung über die gesamte axiale Belastung aufgezeichnet.

Bei der zyklischen quasi statischen Pfahlinstallation wird nahezu derselbe Versuchsaufbau verwendet. Der Unterschied liegt in der Messung der Normalkraft während der Pfahlinstallation mittels Dehnmesstreifen. Die Messungen während der schlagenden Pfahlinstallation entsprechen der zyklischen quasi statischen Pfahlinstallation.

3.1 Versuchssand

Für die Vibrationsversuche und die zugehörigen zyklischen quasi statische Versuche wird der Modellsand trocken in einer Lagerungsdichte von

$D = 0,57$ eingebaut, für die Vibrationsversuche und den zugehörigen zyklischen quasi statischen Versuchen mit einer Lagerungsdichte von $D = 0,76$. Die maximale Lagerungsdichte $\rho_{d,max}$ beträgt $1,69 \text{ g/cm}^3$ und korrespondiert mit einer minimalen Porenzahl von $e_{min} = 0,565$. Die minimale Lagerungsdichte liegt bei $\rho_{d,min} = 1,37 \text{ g/cm}^3$, die dazugehörige Porenzahl bei $e_{max} = 0,702$. Weitere Bodenparameter zum verwendeten Versuchssand finden sich in Klein (2019).

3.2 Versuchspfahl

Als realmaßstäbliche Vorlage dient ein 10 m langer rechteckiger Fertigrammpfahl aus Stahlbeton mit einer Kantenlänge von 0,35 m. Als Modellpfahl wird ein runder Aluminiumpfahl gewählt, die Abmessungen können Tabelle 3-1 entnommen werden. Der Durchmesser wird zu einem runden Pfahldurchmesser D_{eq} skaliert.

Eigenschaften	Abmessungen	Einheit
Durchmesser	34	(mm)
Länge	1500	(mm)
Einbindetiefe	1000	(mm)
Wandstärke	4	(mm)

Tabelle 3-1: Abmessungen des Modellpfahls

3.3 Versuchsdurchführung

Vorrangiges Ziel der Modellversuche ist es, den Einfluss der dynamischen Installation durch die Vibrationsrammung auf das axiale Tragverhalten, im Vergleich zu der in der Praxis weit verbreiteten Schlagrammung zu untersuchen. Die Modellversuche werden in mehreren Schritten durchgeführt. Im ersten Schritt wird der Sand homogen in den Behälter eingerieselt. Im zweiten Schritt erfolgt die vibrierende bzw. schlagende Installation des Modellpfahls bis auf Endtiefe. Anschließend erfolgt die axiale Probelastung. Die während der Installation aufgezeichnete Bewegungsspur wird in einem zweiten Versuch mit Hilfe des Versuchsaufbaus in Abbildung 3-1 „in Zeitlupe“, das heißt zeitlich



stark gestreckt und ohne dynamische Effekte nachgebildet. Auch der mit diesem Verfahren installierte Pfahl wird im Anschluss axial belastet. Zur Umrechnung der Bewegungsspur während der vibrierenden bzw. schlagenden Pfahlinstallation wird ein MATLAB-Code entwickelt, der es ermöglicht, die Bewegungsamplituden in absolute Koordinaten in G-CODE-Sprache umzuwandeln. Mit diesem Input kann der elektrische Schrittmotor das Bewegungsmuster des Pfahls in Zeitlupe und ohne Einfluss der Dynamik wiederholen. Die hierbei gewählte Geschwindigkeit ist langsam genug, um Trägheitseffekte auszuschließen. Im Falle der Schlagrammung ist zwischen jedem Rammschlag eine Pause von zehn Sekunden eingehalten. Somit ist dem Boden die Möglichkeit zum Abbau von Verspannungen gegeben.

Die axiale Belastung erfolgte schrittweise in Stufen von 50N alle drei Minuten. Der Grenzzustand wird über die Grenzsetzung $s = 0,1 \cdot D_{eq}$ definiert.

4 Versuchsergebnisse

4.1 Einfluss der Dynamik bei rammender Einbringung

In Abbildung 4-1 sind die Widerstandssetzungskurven von zwei rammend eingebrachten Pfählen im Abgleich mit den Verhalten eines ohne dynamischen Einfluss analog eingebrachten Pfahls dargestellt. Die Versuche sind in Sand mit einer Lagerungsdichte $D = 0,76$ durchgeführt. Zum besseren Vergleich der Ergebnisse wird die axiale Kraft K während der Probelastung durch die axiale Kraft $K_{monoton}$ während der axialen Belastung eines monoton installierten, d. h. mit einer Geschwindigkeit von $120 \text{ mm}/\text{min}$ eingedrückt Pfahles normiert. Die monotone Pfahlinstallation und axiale Belastung erfolgt in gleicher Lagerungsdichte.

Die beiden Rammversuche unterscheiden sich in der pro Rammschlag eingeleiteten Energie. So wird die Fallhöhe und somit die Energie zwischen 20 cm , was einer Energie pro Schlag von $19,62 \text{ J}$ entspricht und 50 cm was einer Energie von $49,05 \text{ J}$ pro Schlag entspricht, variiert. Die Gesamtenergie, die für die schlagende Pfahlinstallation aufgebracht

wird, liegt bei 4767 J bei 20 cm Fallhöhe und $6229,4 \text{ J}$ bei 50 cm Fallhöhe. Die Versuchsergebnisse zeigen eine leichte Steigerung des axialen Widerstandes mit Zunahme der Fallhöhe um $8,8 \%$ bei einer Verschiebung von $s = 0,1 D_{eq}$. Bei einer Verschiebung von $s = 0,04 D_{eq}$ ist kein Unterschied festzustellen. Diese Beobachtungen entsprechen im Wesentlichen den Feststellungen von Hartung (1994). So konnte Hartung (1994) keinen Einfluss der Fallhöhe auf die axiale Tragfähigkeit feststellen.

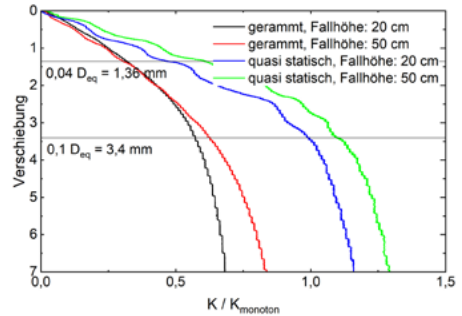


Abbildung 4-1: Widerstandssetzungslinien bei Schlagrammung - Vergleich gerammter und zyklisch quasistatischer Versuche unter Variation der Fallhöhe

Den Einfluss der Dynamik lässt sich sowohl bei 20 cm Fallhöhe als auch bei 50 cm Fallhöhe identifizieren, so sind Laststeigerungen von $+36,1 \%$ bei 20 cm Fallhöhe und $+48,0 \%$ bei 50 cm Fallhöhe bei einer Verschiebung von $s = 0,04 D_{eq}$ erkennbar. Bei der definierten Grenzsetzung $s = 0,1 D_{eq}$ sind Steigerungen von $+42,3 \%$ bei 20 cm Fallhöhe und $+43 \%$ bei 50 cm Fallhöhe gegenüber dem gerammten Pfählen mit dynamischen Effekten festzustellen. Ein Pfahlversagen unter der Annahme der überproportionalen Verschiebungszunahme pro Laststufe lässt sich bei einer Verschiebung von 6 mm für die Rammversuche feststellen.

So zeigen die Rammversuche ein früheres Versagen gegenüber den ohne Dynamik durchgeführten Versuchen. Hier lag die Grenzverschiebung zum Pfahlversagen bei 7 mm .

Die höhere Tragfähigkeit der ohne Dynamik durchgeführten Versuche ist auf die Entspannungsphase zwischen den einzelnen Bewegungszyklen zurückzuführen. So wird zwischen jedem Zyklus eine „Ruhezeit“ von zehn Sekunden eingehalten. Diese Zeit

ermöglichte es, dem Boden sich zu entspannen und umzulagern, was vermutlich zu einer höheren Mantelreibung führte. Durch die dichte Lagerung des Bodens, kommt es vermutlich während der Schlagrammung zu Auflockerungen im Mantelbereich, die sich mit größerer Schlagzahl verstärkt negativ auf den axialen Widerstand auswirken. So kann ein Zusammenhang zwischen eingeleiteter Energie und axialem Widerstand festgestellt werden. Durch die bereits initial dichte Lagerung des Bodens wirkt sich ein hoher Energieeintrag negativ auf die Pfahltragfähigkeit aus.

4.2 Einfluss der Dynamik bei vibrierender Einbringung

In Abbildung 4-2 ist das Ergebnis eines Vibrationsversuchs und der dazugehörigen zyklisch quasi statischen Versuchspur dargestellt. Die beiden Versuche wurden in einer Lagerungsdichte $D = 0,57$ durchgeführt.

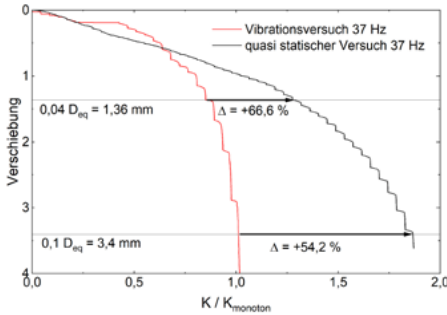


Abbildung 4-2: Widerstandssetzungslinien bei Vibrationsrammung - Vergleich vibriert zu zyklisch quasistatischer Versuch

Auch hierbei ist ein signifikanter Einfluss der Dynamik auf die axiale Tragfähigkeit festzustellen. So ist bei dem quasi statisch eingebrachten Pfählen bei einer Verschiebung von $s = 0,04 D_{eq}$ ein um +66,6 % höherer Widerstand festzustellen. Bei $s = 0,1 D_{eq}$ liegt die Steigerung bei +54,2 %. Durch die während der Vibrationsrammung hervorgerufenen zyklische und dynamische Effekte am Pfahlmantel wird die Mantelreibung maßgebend herabgesetzt, was zu einer geringeren Tragfähigkeit führt. Ein Pfahlversagen lässt sich beim Vibrationsversuch bei einer Verschiebung von $s = 0,04 D_{eq}$ feststellen.

Im Vergleich hierzu tritt beim quasi statischen Versuch erst bei größerer Verschiebung ein Versagen ein. Die hierbei entstehende Widerstandssetzungslinie zeichnet sich durch einen flacheren Verlauf aus. Es kann gezeigt werden, dass sich der Einfluss der Dynamik sowohl bei gerammten, als auch bei vibrierten Modellpfählen einen negativen Einfluss auf das Widerstandssetzungsverhalten hat.

4.3 Einfluss der Frequenz auf den axialen Widerstand bei Vibrationsrammung

Abbildung 4-3 zeigt die Widerstandssetzungskurven zweier durch Vibrationsrammung eingebrachter Modellpfähle unter Variation der Installationsfrequenz.

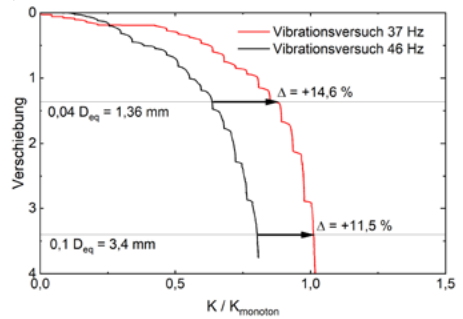


Abbildung 4-3: Widerstandssetzungslinien bei Vibrationsrammung - Einfluss der Installationsfrequenz

Die beiden Versuche sind in Sand mit einer Lagerungsdichte $D = 0,57$ durchgeführt. Zum besseren Vergleich sind auch diese Versuche mit einem monotonen eingepressten Versuch in derselben Lagerungsdichte normiert. Die Ergebnisse zeigen, dass der mit einer Frequenz von 46 Hz installierte Pfahl bei einer Setzung von $s = 0,04 D_{eq}$ einen um +14,6 % und bei einer Setzung $s = 0,1 D_{eq}$ einen um +11,5 % höheren Pfahlwiderstand mobilisieren kann. Diese Beobachtung korreliert zunächst nicht mit den Ergebnissen von Hartung (1994), der gegenteilige Effekte in dichter Lagerung beobachtet. Allerdings liegt bei den hier präsentierten Versuchen mit $D = 0,57$ eine mitteldichte Lagerung vor, so dass der höhere Energieeintrag bei einer Frequenz von 46 Hz vermutlich größere Verdichtungen als bei der Einbringung mit 37 Hz verursacht hat.



Die von Hartung (1994) durchgeführten Versuche wurden in dichter Lagerung durchgeführt, weshalb er Auflockerungen am Pfahlmantelbereich beobachten konnte. Die Annahme der zusätzlichen Verdichtung während der Vibration stützt auch die Beobachtung von einem Setzungsrichter um den Pfahl nach der Pfahlinstallation.

4.4 Einfluss der Amplitude auf den axialen Widerstand bei Vibrationsrammung

Zur Ermittlung des Einflusses der bei vibrierender Installation gewählten Amplitude, wird in weiteren Modellversuchen bei einer Installationsfrequenz von 46 Hz die Amplitude zwischen minimaler Maschineneinstellung und maximaler Maschineneinstellung variiert. Die Ergebnisse sind in Abbildung 4-4 dargestellt. Die beiden Versuche wurden in Sand mit einer Lagerungsdichte $D = 0,57$ durchgeführt. Der mit minimaler Amplitude installierte Pfahl zeigt gegenüber dem mit maximaler Amplitude installierten Pfahl einen um +30,3 % höheren Widerstand bei einer Setzung von $s = 0,04 D_{eq}$ und +39,2 % bei einer Setzung von $s = 0,1 D_{eq}$. Die signifikante Zunahme des Widerstandes bei kleiner Amplitude basiert nach Labenski (2020) auf der in den Boden eingebrachten Energie. So beschreibt er in seiner Dissertation, dass die laterale Tragfähigkeit von vibrierten Monopiles von der in den Boden eingebrachten Energiemenge abhängt. Eine Übertragung dieses Effekts auf die axiale Tragfähigkeit erscheint durchaus denkbar. Mit einer geringeren Amplitude verlängert sich die Installationszeit und damit die Anzahl der auf den Boden einwirkenden Zyklen. Des Weiteren führen große Verschiebungsamplitude zu einem *friction fatigue-Effekt* wie sie beispielsweise Wichtmann (2016) in Triaxialversuchen feststellen konnte.

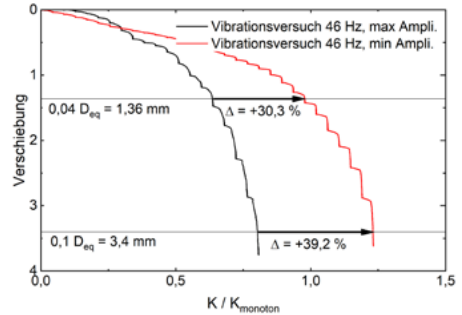


Abbildung 4-4: Widerstandssetzungslinien bei Vibrationsrammung – Einfluss der Amplitude bei Installation

Die durch größer Scherung hervorgerufenen Auflockerungen am Pfahlmantel führen zu einer Reduktion der Mantelreibung und somit zu einer Abnahme der axialen Tragfähigkeit. In Vorversuchen wurden die zyklisch quasi statischen Versuche von Vogelsang (2017) wiederholt und um größere Bewegungszyklen erweitert. Hierbei konnte ebenfalls der Effekt des geringeren Widerstandes bei größeren Bewegungsamplituden festgestellt werden. Der *friction fatigue-Effekt* ist ebenfalls von der Lagerungsdichte abhängig: Bei dichter Lagerung tritt der Effekt verstärkt auf, da keine zusätzliche Verdichtung am Pfahlmantel erzielt werden kann.

5 Zusammenfassung und Ausblick

In den durchgeführten Versuchen konnte sowohl bei gerammten, als auch bei vibrierten eingebrachten Pfählen ein negativer Einfluss der Dynamik auf die axiale Tragfähigkeit festgestellt werden. Die durch die zyklischen und dynamischen Effekte hervorgerufenen Auflockerungen am Pfahlmantel führen zu einer Reduktion des axialen Widerstandes, im Abgleich zum jeweiligen Pendant ohne Dynamik. Dieser Effekt ist stark durch die initiale Lagerungsdichte beeinflusst. Befindet sich der Boden bereits in dichter Lagerung, beeinflussen die Auflockerungen den Widerstand besonders signifikant. Hinsichtlich des Widerstandssetzungsverhaltens zeigen die gerammten Modellpfähle ein weiches (duktileres) Verformungsverhalten als die entsprechenden zyklischen quasi statischen Versuche. Gegenteilig zu den Rammversuchen konnte bei den

Vibrationsversuchen ein „steiferes“ Widerstandssetzungsverhalten, im Vergleich zu dem zyklisch quasi statischen Versuch beobachtet werden.

Der Einfluss der Vibrationsfrequenz auf die axiale Tragfähigkeit ist ebenfalls stark durch die Lagerungsdichte beeinflusst. So konnte in den in mitteldicht gelagerten Sanden durchgeführten Versuchen eine Steigerung des Widerstandes bei höherer Vibrationsfrequenz festgestellt werden.

Es konnte gezeigt werden, dass ein signifikanter Einfluss der Amplitude auf die axiale Tragfähigkeit besteht. Der Einfluss der Amplitude wird durch den *friction fatigue*-Effekt geprägt. Bei größerer Amplitude kommt es zu größeren Scherdehnungen am Pfahlmantel, was zu Auflockerungen im Mantelbereich führt und in einer Reduktion der mobilisierbaren Mantelreibung resultiert. Auch diesbezüglich ist zu erwähnen, dass dieser Effekt maßgebend von der initialen Lagerungsdichte abhängt.

In weiteren Versuchsserien wird der Effekt der Veränderung der Tragfähigkeit durch zyklische und dynamische Effekte weiter untersucht. Hierbei wird ein Fokus auf die bodenveränderten Eigenschaften der jeweiligen Installationsmethode gelegt. Hierfür wird schon jetzt, in vorlaufenden Versuchen einen Miniatur-CPT-Sondierungen eingesetzt. Ziel ist es, einen Beitrag für einen in der Praxis tauglichen Bemessungsansatz für vibrierte, axial belastete Pfähle zu leisten.

Literaturverzeichnis

Boguth, K. (1973). *Vibrationsprobleme beim Rammen und Ziehen*. Tiefbau, Ingenieurbau, Straßenbau H. 4, S. 345-347

Cudmani, R.O. (2001). *Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindigen Böden*. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152, Dissertation

Dierssen, G. (1994). Ein bodenmechanisches Modell zur Beschreibung des Vibrationsrammens in körnigen Böden. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 133, Dissertation

EA-Pfähle (2012). *Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ EA Pfähle*. Arbeitskreis Pfähle (AK2.1) der deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. 2. Auflage, Ernst & Sohn

Gotschol, A. (2002). *Veränderlich elastisches und plastisches Verhalten nichtbindiger Böden und Schotter und der zyklisch-dynamischer Beanspruchung*. Schriftreihe Geotechnik der Universität Kassel, Heft 12, Dissertation.

Hartung, M. (1994). *Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand*. Veröffentlichung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Braunschweig, Heft 45, Dissertation

Hertwig, A., Früh, H., Lorenz, H. (1933). *Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen*. Veröffentlichung der Degebo, Heft 1. Berlin: Julius Springer

Klein, L. (2019). Untersuchungen zum räumlichen aktiven Erddruck bei Baugruben mit rechteckigem Grundriss. Mitteilung des Instituts für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 71, Dissertation

Kühn, G. (1978). *Vibrationsrammung und Bodenbeschaffenheiten*. Baumaschinen und Bautechnik 25 Heft 9, 463-474

Kühn, G. (1980). *Abhängigkeit der Ramm- und Ziehverfahren von Bodenbeschaffenheiten*. Baumaschine und Bautechnik 27(8), 558-567

Labenski, J. (2020). *Untersuchungen zum Einbringverhalten und dem lateralem Tragverhalten unter monotoner Einwirkung von in nichtbindigen Böden vibrierend installierten Monopiles*. Veröffentlichung des Institutes für Geotechnik der Universität Stuttgart, Heft 74, Dissertation

Lammertz, P. (2008). *Ermittlung der Tragfähigkeit vibrierter Stahlrohrpfähle in nichtbindigem Boden* Heft 35, Universität Duisburg-Essen, Dissertation



- Lehane, B., M., White, D.J. (2005). *Lateral stress changes and shaft friction for model displacement piles in sand*. Canadian Geotechnical Journal 42(4), 1039-1052
- Massarsch, K.R. (1992). *Static and dynamic soil displacements caused by pile driving*. Proceedings of the 14th International Conference on the Application of Stresswave Theory to Piles, Den Haag
- Massarsch, K.R., Westerberg, E. (1995). *Frequency-variable vibrators and their application to foundation engineering*. 20th Annual Conference on Deep Foundations. Deep Foundation Institute, (CPT 95), S. 14
- Massarsch, K.R. (2002). *Effects of vibratory compaction* TransVib 2002 – International Conference on Vibratory Pile Driving and Deep Soil Compaction, Louvain-La, Belgien, 33-42
- Massarsch, K.R. (2016). *Grundlagen der Rüttelverdichtung* Beiträge zum 31. Christian Veder Kolloquium, Graz, Gruppe Geotechnik, Nr. 56, 109-125
- Massarsch, K.R., Fellenius, B.H., Bodare, A. (2017). *Fundamentals of the vibratory driving of piles and sheet piles*. Geotechnik 40(2), 126-141
- Rodger, A.A., Littlejohn, G.S. (1980). *A study of vibratory driving in granular soils*. Géotechnique 30(3), 269-293
- Schmid, W.E. (1970). *Low Frequency Pile Vibrators*. Conference on Design and Installation of pile Foundations of Cellular Structures, Lehigh University, S. 257-265
- Schwab, J.P., Bhatia, S. K. (1985). *Pile driving influence on surrounding soil and structures* 4, S. 641-684
- Triantafyllidis, Th. (2003). *Bodenverflüssigung infolge zyklischer Belastung* GEOLEX, Heft 2, 5-20
- Vogelsang, J. (2016). *Untersuchungen zu den Mechanismen der Pfahlrammung*. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 182, Dissertation
- Wersäll, C. (2013). *Influence of Frequency on Compaction of Sand in Small-Scale Tests*, Department of Civil and Architectural Engineering, Division of Soil and Rock Mechanics, Royal Institute of Technology
- Westerberg, E., Massarsch, K.R., Eriksson, K. (1995). *Soil resistance during vibratory pile driving*. International Symposium on Cone Penetration Testing. Swedish Geotechnical Society, (CPT 95), Linköping, 241-250
- Wichtmann, T. (2016). *Soil behaviour under cyclic loading: experimental observations, constitutive description and applications*. Veröffentlichung des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 181, Habilitation
- Wienholz, B. (1998). *Tragfähigkeit von verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung*. Veröffentlichung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Universität Braunschweig, Heft 57, Dissertation
- Woods, R.D. (1997). *Dynamic Effects of Pile Installations on Adjacent Structures* National Cooperative Highway Research Program, Transportation Research Board, National Academy Press, Washington D.C., USA

Numerisches Ersatzmodell zur Identifizierung der Einbringeinflüsse der Installation auf die Lage von Doppel-T Trägern im Boden

Jannik Beuße M.Sc., Technische Universität Hamburg (TUHH)

Kombinierte Stahlspundwände werden in den norddeutschen Seehäfen eingesetzt, um die immer größer werdenden Geländesprünge abzusichern. Bedingt durch die großen Abmessungen sowie die Einwirkungen aus dem Betrieb sind die Wände hohen Beanspruchungen ausgesetzt. Damit einher gehen die hohen Anforderungen an eine präzise Installation der Doppel-T Träger bzw. Tragbohlen, sodass die Zwischenbohlen passgenau installiert werden können und es nicht infolge von Lageabweichungen zu Schlosssprengungen kommen kann. Bisher basiert die Wahl des Einbringgeräts mit seinen Geräteparametern, des Profils sowie der Rammführung auf Erfahrungswerten. Auf Basis von Messergebnissen wird ein numerisches Ersatzmodell bestehend aus einer Kombination von Feder-Dämpfer-Elementen entwickelt. Dabei wird eine Simulation je Rammschlag durchgeführt, wobei die Parameter der Feder-Dämpfer-Elemente in jedem Berechnungsschritt in Abhängigkeit der Einbindetiefe bestimmt werden. Weiterhin wird eine Übertragung der Zustandsgrößen von Strukturelementen programmiert, sodass abschließend in einem Python-Code zusammen mit Abaqus der Installationsprozess von Pfählen bzw. Doppel-T Trägern umfangreich numerisch abgebildet werden kann. Mittels einer Parametervariation werden die einzelnen Einflüsse auf die Lageabweichungen identifiziert und genauere Empfehlungen gegeben.

1 Einleitung

Den maßgebenden Anteil am Lastabtrag kombinierter Stahlspundwände übernehmen, gegenüber den Zwischenbohlen, meist die doppel-Tförmigen Träger. Aufgrund der Länge der Träger (zwischen 16 und 42 m) in Kombination mit der profilbedingten, geringen Biegesteifigkeit um die schwache Achse sowie die geringe Torsionssteifigkeit gegenüber einem Rundrohrstahl, sind die Träger bei unsachgemäßer Einbringung sehr verformungsgefährdet. Mit aktuellem Stand der Technik und Wissenschaft gibt es vornehmlich qualitative Hinweise, wie die Träger einzubringen sind und keine Möglichkeit der numerischen Prognose (EAU, 2020; Osthoff, 2018). Die resultierende Position nach der Einbringung wird durch die Rammbarkeit des Bodens, mögliche Hindernisse, das Rammgerät sowie der Rammführung und auch der Trägervorverformung (Imperfektion) selbst beeinflusst. Bei langen Trägern kann bereits die vom Hersteller angegebene Einbautoleranz trotz Einhaltung der Liefertoleranz von 2 ‰ als Stichmaß nach DIN EN 10248-2:2006 und optimaler Einbringung überschritten werden (Grabe & Osthoff, 2018).

Die Einflüsse aus der Einbringung auf das Bewegungsverhalten eines Trägers wurde anhand einer Messkampagne am Liegeplatz 23 in Rostock untersucht (Beuße & Grabe, 2020), siehe Abbildung 1-1.



Abbildung 1-1: Aufnahme der Vibrationsrammung am Liegeplatz 23 in Rostock zur Messung von Beuße & Grabe (2020)



Die dabei gewonnenen Erkenntnisse über die Reduzierung der lateralen Bewegungen des Trägers bei Kontakt zur Rammführung dienen als Anlass numerischer Untersuchungen. Da die numerische Abbildung des Einbringvorgangs mit Kontinuumelementen nur unter großen Einschränkungen möglich ist, kann der Einfluss von Einbringparametern hiermit nicht zielführend untersucht werden. Aus diesem Grund wird mit Hilfe von validierten Träger-Boden-Interaktionskennwerten ein Ersatzmodell zur Einbringung eines Trägers entwickelt. Unter Verwendung des Ersatzmodells wird eine Parameterstudie durchgeführt, mit der die Einflussfaktoren, wie der initialen Einbindetiefe, der Neigung des Trägers in Solllage, der Trägervorverformung, der Kräfteineigung sowie unterschiedlicher Rammführungsvarianten herausgestellt werden.

2 Herstellungseinflüsse

Es gibt eine Vielzahl von Möglichkeiten, die als Träger, Tragbohlen, Pfähle oder allgemein als Profil bezeichneten Stahlträger in den Boden einzubringen. Die Installation von Trägern kombinierter Wände erfolgt jedoch zumeist mittels Vibrations- und Schlagrammung. Die Zwischenbohlen werden meist einvibriert oder gepresst (ArcelorMittal, 2016).

Je nach Wahl der Rammführung und Geräteparameter kann es zu Abweichungen von der Solllage kommen, wie in Abbildung 2-1 verdeutlicht. Dabei entspricht das tatsächliche Zwischenbohlenmaß a (Abstand der Träger) nicht dem geplanten Systemabstand a_{sys} .

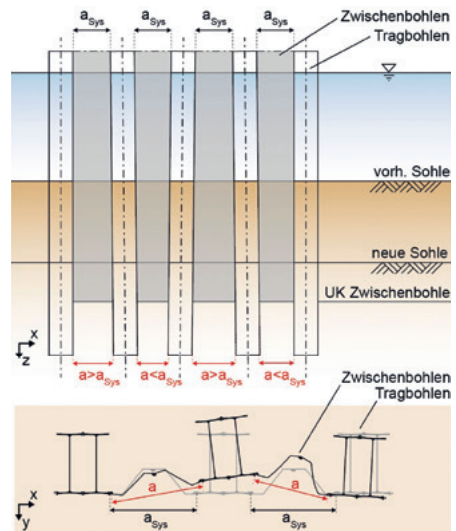


Abbildung 2-1: Einfluss der Rammgenauigkeit der Träger auf das Zwischenbohlenmaß, aus (Grabe & Osthoff, 2018)

ArcelorMittal (2016) gibt Einbautoleranzen für einzelne Träger vor. Dabei handelt es sich um geometrische Kriterien, bei denen die Zwischenbohlen noch eingesetzt werden können. Allerdings berücksichtigen diese Kriterien keine Superposition der Längung, Stauchung und Verdrehung der Träger zueinander. Weiterhin sind diese profil- und bodenunabhängig. Die Liefertoleranzen sind in DIN EN 10248-2:2006 geregelt und ergeben sich aus Walz- und Fertigungstoleranzen. Allerdings sind in dieser und in anderen Normen keine Toleranzen bezüglich der Verdrehung von Trägern aufzufinden. Daher sollten diese zwischen dem Hersteller und dem Abnehmer gesondert vereinbart werden. Laut Grabe & Osthoff (2018) sind die vorhandenen Toleranzangaben nur als Hilfsangaben anzunehmen. Bei einem 40 m langen Träger und einer 1,4 m breiten Zwischenbohle ergibt sich nach ArcelorMittal (2016) eine Einbautoleranz von 200 mm. Diese würden bereits durch die Liefertoleranzen aus DIN EN 10248-2:2006 mehr als ausgeschöpft sein. Somit dürften keine Abweichungen durch das Einbringen selbst entstehen, was baupraktisch nicht möglich ist.

Folglich ist festzustellen, dass diese Toleranzen, die sich auf jeden einzelnen Träger berufen, das System-

maß nicht vollständig darstellen können (Grabe & Osthoff, 2018). Beim Überschreiten der Toleranzen kann versucht werden, die Tragbohlen nachträglich temporär auszurichten, um innerhalb der Toleranzen zu bleiben. Ansonsten müssen die Tragbohlen gezogen und neu eingebracht oder Passbohlen verwendet werden (Grabe & Osthoff, 2018).

Anhand der messtechnischen Begleitung der Einbringung eines 29 m langen Trägers vom Typ HZ 1180 (Beuße & Grabe, 2020) wird die endgültige Lage infolge der gewählten Kombination aus Träger, Einbringgerät, Geräteparameter, Arbeitsplattform, Rammführung und Baugrund bestimmt. Hierbei wird aufgrund des anstehenden, dicht gelagerten Sands der Boden in der Rammtrasse gegen einen mitteldicht gelagerten Ersatzboden ausgetauscht. Als Rammführung während der Einbringung mittels freireitender Vibration wurde lediglich in einer Ebene eine Kammführung verwendet. Die nachfolgende Rammung erfolgt mittels Mäklär ohne weitere Rammführung. Dabei kann gezeigt werden, dass die Rammführung während der Vibration die horizontalen Beschleunigungen im Träger maßgeblich reduziert und folglich die lateralen Trägerschwingungen des Fußes auch reduziert werden. So kann das Maß der Lageabweichung von 200 mm eingehalten werden. Es ist allerdings davon auszugehen, dass dies ohne Austauschbohrungen nicht möglich gewesen wäre. Aus den ermittelten Trägerbewegungen und -beschleunigungen lässt sich die dynamische Antwort des Gesamtsystems am Trägerfuß ableiten.

Mit Hilfe dieser Messergebnisse wird nachfolgend ein numerisches Ersatzmodell aufgestellt, um die tatsächlichen Einflüsse auf die lateralen Fußverschiebungen infolge unterschiedlicher Rammführungen zu untersuchen. Dazu werden die Trägervorverformungen, der Querschnitt und die Länge aus der Messkampagne vom LP 23 in Rostock übernommen. Es wird zunächst die Schlagrammung mit angenommenen Führung Szenarien untersucht, da hier erwartungsgemäß die lateralen Schwingungsamplituden größer sind als bei der Vibrationsrammung.

3 Rheologische Modelle

Für die Abbildung des Bodenwiderstands gegenüber dem Träger bei der Verschiebung, werden Feder-Dämpfer-Elemente verwendet. Feder- und Dämpferelemente sind in der Lage, ein elastisches, ideal plastisches sowie ideal viskoses Materialverhalten abzubilden. Durch die Kombination dieser Grundelemente kann komplexeres Verformungsverhalten, wie das eines Trägers im Boden, besser abgebildet werden.

3.1 Feder- & Dämpfersysteme

Zur Abbildung des Trägerfußes wird eine Reihenschaltung von Feder- und Dämpferelementen verwendet, welche auch als „Maxwell-Modell“ bekannt ist (Altenbach, 2015). Hierdurch wird ein elasto-viskoses Materialverhalten simuliert, sodass die materielle Dämpfung des Bodens berücksichtigt wird. Dabei bleiben die Spannungen für alle Elemente gleich, die Dehnungen summieren sich jedoch auf, siehe Abbildung 3-1 (a).

Das laterale Tragverhalten wird mit einer Parallelschaltung der Grundelemente erzeugt, wodurch ein visko-elastisches Materialverhalten abgebildet wird. Das entstehende, kombinierte Element wird auch als „Kelvin-Voigt-Modell“ bezeichnet (Altenbach, 2015). Im Gegensatz zur Reihenschaltung werden die Spannungen aufaddiert und die Dehnungen bleiben gleich, so dass keine irreversiblen Verformungen abgebildet werden, siehe Abbildung 3-1 (b).

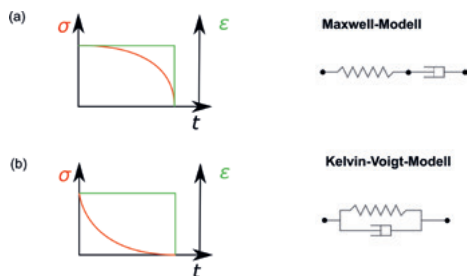


Abbildung 3-1: Kombinationen von Feder- und Dämpferelementen zur Modellierung eines elasto-viskosen (a) sowie visko-elastischen (b) Materialverhaltes



4 Numerisches Ersatzmodell

4.1 Annahmen und Vereinfachungen

Die Abbildung der Installation eines Trägers in Boden erfolgt mit Hilfe der Finite Elemente Methode (FEM) unter Vereinfachung des Problems durch ein Ersatzmodell. Hierbei wird das Randwertproblem (siehe Abbildung 4-1) durch eine dynamische Verformungsanalyse mit dem FE-Programm *Abaqus 2020* gelöst. Der Träger selbst wird mit Strukturelementen auf Basis der Timoschenko-Balken-Theorie diskretisiert. Die seitliche Bettung des Trägers wird durch kombinierte Feder-Dämpfer-Elemente abgebildet. Die Berücksichtigung der Mantelreibung erfolgt zusammen mit der Abbildung des Fußwiderstands mit einem kombinierten Feder-Dämpfer-Element unterhalb des Trägerfußes. Die Einbindetiefe t des Trägers wird über die Anzahl der Feder-Dämpfer-Elemente gesteuert, wie in Abschnitt 4.5 erläutert. Das programmierte Ersatzmodell berücksichtigt bereits viele notwendige Anforderungen, wie z.B. der tiefenabhängigen Steifigkeit und Dämpfung, unterschiedlichen Rammführungen auf konstanten oder veränderlichen Ebenen und der Berücksichtigung einer Imperfektion bzw. Vorverformung des Trägers bei der Berechnung für flexible Belastungsamplitudenverläufe.

Damit lassen sich bereits viele Fälle numerisch abbilden, was bei Simulationen mittels Methoden der Kontinuumsmechanik nicht möglich ist. Dennoch weist die entwickelte Modellierungstechnik zur kontinuierlichen Abbildung der Einbringung Grenzen auf und vereinfacht den Einbringvorgang.

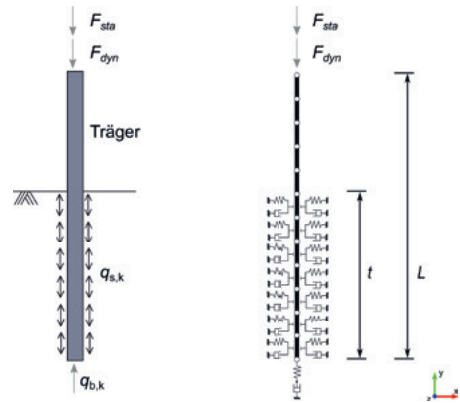


Abbildung 4-1: Simulation der Einbringung eines Trägers in Boden – Randwertproblem (links) und diskretisierter Balken mit Feder-Dämpfer-Elementen (rechts)

4.2 Randbedingungen & Variationen

Zunächst wird der Träger vom Typ *HZ 1180 C* mit einer Länge von 29 m aus Beußé & Grabe (2020) mit einem äquivalenten Vollkreisquerschnitt idealisiert. Der Träger wird mit 29 linearen, zwei-knotigen Balkenelementen diskretisiert. Aufgrund der geringen Profildbewegungen bei jeweils nur einem Rammschlag pro Simulation ist dies als nicht ausreichend zu bewerten. Die Hauptrichtung der Balkenelemente wird in positive Y-Richtung definiert. Diese Elemente werden mit einem linear-elastischen Materialansatz für den Stahl modelliert. Der Elastizitätsmodul wird mit $E = 210.000 \text{ N/mm}^2$ bei einer Querkontraktionszahl von $\nu = 0,3$ angesetzt.

Folgende drei Rammführungsvarianten (RF) werden untersucht:

1. eine einzelne, obere RF,
2. eine zweifache obere RF,
3. Parallel- bzw. Schlittenführung (4 m oberhalb der Hafensohle) zusätzlich zur einzelnen oberen RF.

Diese drei Rammführungsvarianten werden jeweils mit und ohne Mäklarführung am Kopf (Wegrandbedingung) des Profils untersucht. Weiterhin werden die Rammführungen durch zwei Modellierungen mit unterschiedlichem „Einspanngrad“ erforscht. Zum einen werden bei der als „weiche Führung“ bezeichneten Modellierung Festkörper mit einem Abstand von 7 mm zum Träger angeordnet, um eine klassi-

sche Führung mit Begrenzung durch Stahlelemente zu simulieren. Zum anderen wird bei der als „steife Führung“ bezeichneten Modellierung mit einem Feder-Dämpfer-Element ($K_{xx}=500\ 000\ \text{kN/m}^2$, $C_{xx}=10\ 000\ \text{kNs/m}$) eine Rollenführung simuliert. Als Sollneigung des Trägers werden 0° , $1,5^\circ$ und 3° untersucht. Nach Aufbringung der Erdbeschleunigung auf das Modell erfolgt die Lastaufbringung für jeden Rammschlag. Dieser wird unterteilt in die Last aus dem Eigengewicht des Rammbärs $F_{stat} = 20\ \text{kN}$ und die dynamische Last F_{dyn} infolge des Aufpralls der Fallmasse. F_{dyn} wird nach (Mahutka, 2007) bei einer Rammenergie E von $50\ \text{kNm}$ durch die Kontaktkraft $F_{dyn} \approx 2\ 800\ \text{kN}$ beschrieben. Die Aufbringung erfolgt mit einer trapezförmigen Amplitudenfunktion in voller Höhe zwischen $0,03\ \text{s}$ und $0,07\ \text{s}$ bei einer Gesamtdauer der Belastung von $0,10\ \text{s}$.

4.3 Parameter

Die nachfolgend genannten Feder- und Dämpferkennwerte werden für jede Simulation in Abhängigkeit der Einbindetiefe ermittelt. Die resultierenden Dämpfungskonstanten liegen in der Größenordnung von dem aus den Beschleunigungsmessungen von Beußé & Grabe (2020) ermittelten Wert bei einer Einbindetiefe von $15\ \text{m}$ mit $C_B = 1\ 724,9\ \text{kNs/m}$. Diese wurden mit Berücksichtigung der Bewegungsdifferentialgleichung des Einmassenschwingers über die gedämpfte Periodendauer, die die Eigenfrequenz des gedämpften Systems und dem Lehrschen Dämpfungsgrad ermittelt.

4.3.1 Laterale Träger-Boden-Interaktion

Die Ermittlung der **lateralen Federeigenschaften** für das Winkler-Modell erfolgt mit Hilfe der *py* Methode nach API RP2A-WSD (2014). Hierbei wird der Boden eines horizontal am Kopf belasteten Pfahls mit Federelementen abgebildet. Die Steifigkeiten der Federn werden über dabei über das Bettungsmodulverfahren approximiert. Es ergeben sich für jede Feder nichtlineare Federkennlinien. Um diese mit einer Formel abzubilden, werden die einzelnen Kennlinien mit einer Funktion in Abhängigkeit der Tiefe der jeweiligen Feder approximiert.

$$P_{\text{approx}}(t, u) = \frac{t}{10} \cdot (6,2315 \cdot 10^9 \cdot u^4 - 1,7262 \cdot 10^8 \cdot u^3 - 3,354e \cdot 10^6 \cdot u^2 + 1,5631 \cdot 10^5 \cdot u) \quad (1)$$

Die ermittelten lateralen Federsteifigkeiten liegen in der Größenordnung derer, die messtechnisch im FOSTA Projekt P 1327 ermittelt wurden (Kuhlmann et al., 2021). Die Dämpfungskonstante c_r der **lateralen Dämpfer-Elemente** wird nach Gazetas & Dobry (1984) anhand der Steifigkeit des Bodens im Nahbereich nach Gl. (2) und darüber hinaus nach Gl. (3) berechnet.

$$\frac{c_r}{4d\rho_s V_s} \approx 2 \left(\frac{\pi}{4}\right)^{3/4} a_0^{-1/4} \quad \begin{matrix} z \leq z_r \\ = 2,5d \end{matrix} \quad (2)$$

$$\frac{c_r}{4r\rho_s V_s} = \left[1 + \left(\frac{3,4}{\pi(1-\nu)}\right)^{5/4} \right] \left(\frac{\pi}{4}\right)^{3/4} a_0^{-1/4} \quad \begin{matrix} z > z_r \\ = 2,5d \end{matrix} \quad (3)$$

Dabei ist $a_0 = 2\pi f \frac{r}{V_s}$ der Frequenzfaktor mit der Scherwellengeschwindigkeit v_s im Boden, welche die Dichteabhängigkeit repräsentiert. Der Profilradius r [m] sowie die Belastungsfrequenz f [Hz] gehen ebenfalls mit ein in die Gleichung.

4.3.2 Axiale Träger-Boden-Interaktion

Das **kombinierte Feder-Dämpfer-Element am Fuß** des Balkens repräsentiert den Pfahlfußwiderstand und die vertikalen Anteile aus der Mantelreibung, wie anhand von Messwerten für den untersuchten Fall gezeigt. Die Steifigkeit Federsteifigkeit K_{zz} und die Dämpfungskonstante C_{zz} werden nach (Novak, 1974) mit den Indizes 1 für den Anteil der Steifigkeit – sowie 2 für den Anteil der Dämpfung an der dynamischen Kraft wie folgt berechnet:

$$K_{zz} = \frac{E_p A}{r_0} \cdot f_{18,1} \quad (4)$$

$$C_{zz} = \frac{E_p A}{V_s} \cdot f_{18,2} \quad (5)$$

Dabei ist E_p der Elastizitätsmodul des Pfahlmaterials, A die Querschnittsfläche und r_0 der Durchmesser des Pfahls. Die Funktionswerte von $f_{18,1}$ und $f_{18,2}$ werden nach (Novak, 1974) für ein Schlankheitsverhältnis von $L/r_0 = 100$ berechnet. Die tiefenabhängige Formulierung des Elastizitätsmoduls wird nach von Soos & Engel (2017) für einen kiesigen Feinsand abgeschätzt.



4.4 Zustandsübertragung

Der Kern des Ersatzmodells ist die Übertragung des Zustands aus dem Ende der letzten Simulation als Anfangs- bzw. Eingangsbedingung für die nächste Simulation.

Da *Abaqus* zwar grundsätzlich die Übertragung von Modellzuständen zulässt, diese Funktion aber für Balkenelemente nicht bereitstellt, wird hierzu eine eigene Umsetzung benötigt (Dassault Systèmes, 2020). Grundlegende Hilfsfunktionen werden von der Python Bibliothek für *Abaqus* *abapys* (Zobel, 2020) verwendet. Abweichend davon wird für Balkenelemente eine Funktion mit folgendem Vorgehen erzeugt:

1. Auslesen der Knotenkoordinaten aus dem letzten Schritt der vorherigen Simulation,
2. Prüfung der Positionen der neuen Knoten relativ zu den Knoten des vorherigen Modells, um den nächstgelegenen Knoten und das dazugehörige Element zu finden,
3. Je Knoten werden so Gewichtungen der Zustandsgrößen bezogen auf den Zustand der vorherigen Simulation ermittelt,
4. Im nächsten Schritt werden die deformierten Koordinaten des Balkens aus der vorherigen Simulation ermittelt und zusammengeführt mit den Ursprungskordinaten des neuen Modells. Dadurch wird ein aktualisiertes Netz erzeugt mit passenden Knotenpositionen,
5. Die Spannungen werden mit Hilfe der Gewichtungsfunktion den neuen Elementen in den Integrationspunkten als Anfangszustand zugeordnet.

4.5 Ablauf

In insgesamt 36 Variationen wird der Einfluss aus der Rammführung, der Trägerneigung und der Einbindung untersucht. Je Kombination werden 100 Schläge untersucht, sodass sich 3 600 durchzuführende Berechnungen ergeben. Da die Simulationen mit einer Anfangseinbindetiefe t_{ini} von 1 m und 10 m durchgeführt werden, verdoppelt sich die Anzahl der Simulationen auf 7 200.

Zu Beginn jeder Simulation werden die Anfangsbedingungen und Kennwerte der Feder-Dämpfer-

elemente nach Abschnitt 4.3 ermittelt. Nach dem ersten Rammschlag ist die erste Berechnung abgeschlossen. Nachfolgend werden die Positionen jedes einzelnen Knotens des Balkens sowie der Feder- und Dämpferelemente auf ein neues Modell übertragen. Weiterhin müssen zur kontinuierlichen Abbildung des Einbringvorgangs die Verformungen und die Spannungen in den Elementen sowie die Federkräfte in Abhängigkeit der letzten Simulation als Anfangsbedingung vorgegeben werden.

Das Vorgehen des Simulationsprozesses ist in Abbildung 4-2 dargestellt. Die einzelnen Simulationsergebnisse werden anschließend fortlaufend aufsummiert, sodass abschließend über eine in *Python* programmierte Schleifenfunktion bei Variation der angegebenen Parameter der Einbringvorgang abgebildet werden kann. Der Modellaufbau, die Berechnungen und die Ausgabe der Lösungen erfolgen in *Abaqus 2020*. Es wird mit einem expliziten Lösungsalgorithmus gearbeitet.

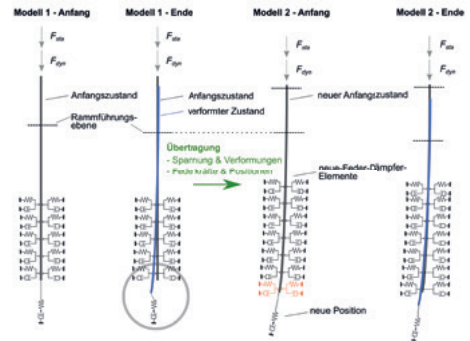


Abbildung 4-2: Prozessbeschreibung der Simulationen

4.6 Bewertung

Zur Validierung des Modells wird die in (Beußé & Grabe, 2020) messtechnisch begleitete Einbringung nachgerechnet. Hierzu werden die tiefenabhängigen Formeln zur Bestimmung der Federsteifigkeiten und Dämpfereigenschaften verwendet. Die Ergebnisse der Simulation von vier Rammschlägen zu Beginn der untersuchten Einbringung mit einer Anfangseinbindetiefe von 15,6 m ist für die vertikale Fußverschiebung in Abbildung 4-3 dargestellt. Hierbei wird der axiale Verschiebungsverlauf mit

dem Modell zufriedenstellend getroffen. Darüber hinaus wird eine gute Übereinstimmung der Dämpfungskonstante, ermittelt aus den gemessenen Beschleunigungssignalen und dem Ansatz nach (Novak, 1974) erzielt. Weiterhin wird die in (Beußé & Grabe, 2020) dargestellte, endgültige Lageabweichung nach den Einbringung mit der aus der Simulation verglichen. Bei einer anfänglichen Einbringtiefe der Rammung von 15,6 m wird die Abweichung von 5 cm gut getroffen. Der Bewegungsverlauf des Profils infolge der Schlagrammung stimmt außerdem gut mit den kontinuumsmechanischen Simulationen (siehe Kuhlmann et al., 2021) überein. Daher wird angenommen, dass das Modell die Einbringung hinreichend genau abbilden kann, um den Einfluss einzelner Parameter auf die Endlage zu untersuchen.

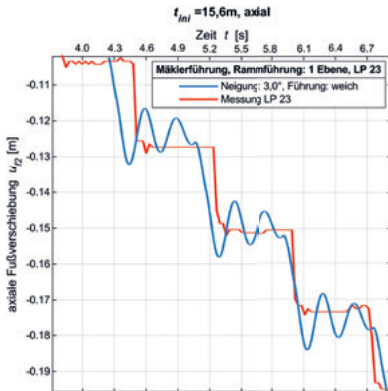


Abbildung 4-3: Axiale Fußverschiebung von vier Rammschlägen des Modells im Vergleich zur Messung

Weiterhin wird die in (Beußé & Grabe, 2020) dargestellte, endgültige Lageabweichung nach den Einbringung mit der aus der Simulation verglichen. Bei einer anfänglichen Einbringtiefe der Rammung von 15,6 m wird die Abweichung von 5 cm gut getroffen. Der Bewegungsverlauf des Profils infolge der Schlagrammung stimmt außerdem gut mit den kontinuumsmechanischen Simulationen (siehe Kuhlmann et al., 2021) überein. Daher wird angenommen, dass das Modell die Einbringung hinreichend genau abbilden kann, um den Einfluss einzelner Parameter auf die Endlage zu untersuchen.

5 Ergebnisse zur Lageabweichung

Zur Auswertung werden die axialen und lateralen Verschiebungen am Kopf und Fuß des Trägers jeder einzelnen Simulation betrachtet und fortlaufend aufsummiert. Als maßgebende Größe für die Position in Endlage wird die horizontale Kopf- und Fußverschiebung neben dem axialen Rammfortschritt angesehen. Die horizontalen Verschiebungen werden orthogonal und abzüglich der Verschiebung, resultierend aus der Sollneigung, definiert. Abschließend wird die maximale Fußverschiebung als Vergleichsmaß der Parametervariation verwendet.

Bei der durchgeführten Parametervariation ist kein signifikanter Unterschied in der axialen Trägerbewegung zwischen den Simulationen mit variierender Anfangsneigung oder Steifigkeit der RF zu erkennen.

Nachfolgend werden die Ergebnisse der horizontalen Trägerbewegungen für die Variationsrechnungen bei 100 Rammschlägen ab einer initialen Einbindetiefe von $t_{ini}=1$ m gezeigt. Im Vergleich zwischen der Freireiter- und Mäklerrammung sind die Ergebnisse beispielhaft in Abbildung 5-1 dargestellt. Dabei sind oben im Bild die Ergebnisse für zwei RF-Ebenen und unten für eine RF-Ebene mit einem zusätzlich mitlaufenden Führungsschlitten („Schlitten“) dargestellt.

5.1 Freireiterrammung

Die Kopfverschiebungen nehmen über die Zeit zu und variieren zwischen 60 cm (0° Sollneigung, starre RF) und 230 cm (3° Sollneigung, weiche RF) bei nur einer RF-Ebene. Durch die zusätzlichen RF-Elemente (zweite Ebene und eine Ebene + Schlitten) werden die Kopfverschiebungen jeweils etwa halbiert. Diese großen lateralen Kopfverschiebungen sind das Resultat der freien Kopfbewegungen ohne Mäklerrführung und der Vorverformung des Trägers. Die Bewegungen korrelieren bei einer - und bei zwei RF-Ebenen am Fuß mit denen am Kopf. Durch die Verwendung einer RF-Ebene mit einem Führungsschlitten kann die Fußverschiebung auf 12 cm bis 34 cm reduziert werden (Abbildung 5-1, links).



5.2 Mäklerrammung

Bei einer RF-Ebene in Verbindung mit der Mäklerrführung können die lateralen Fußverschiebungen auf etwa 10% gegenüber den Verschiebungen bei der Freireiterammung reduziert werden (Abbildung 5-1, rechts). Infolge der Mäklerführung ist durch die zweite, obere RF-Ebene keine signifikante Reduktion der Fußverschiebungen zu erkennen. Hingegen zeigt die Schlittenführung als untere RF in Kombination mit dem Mäkler eine deutliche Reduktion der lateralen Fußverschiebung auf unter 20 cm auf. Infolge der Anfangsneigung des Profils stellt sich eine andere Schwingungsmode des Trägers und damit eine anders gerichtete, laterale Fußbewegung ein.

5.3 Fußverschiebung in Endlage

Die zuvor vorgestellten Ergebnisse der lateralen Fußverschiebungen für die 36 Variationen sind als Balkendiagramm zusammengetragen. Dabei werden die Fußverschiebungen der Freireiterführung als Betrag der maximalen Verschiebungen $|u_{f1}|$ gegenüber der Variationsnummer aufgetragen. Der Übersichtlichkeit halber werden die Variationen mit der Mäklerrführung (Variation 19 bis 36) oberhalb der Variationen mit der Freireiterführung (Variation 1 bis 18) aufgetragen. Weiterhin ist die maximal zulässige Fußverschiebung von der Solllage $|u_{f1,0}| = 20$ cm eingezeichnet. Bei den Simulationen mit der Freireiterführung ist lediglich bei Verwendung einer

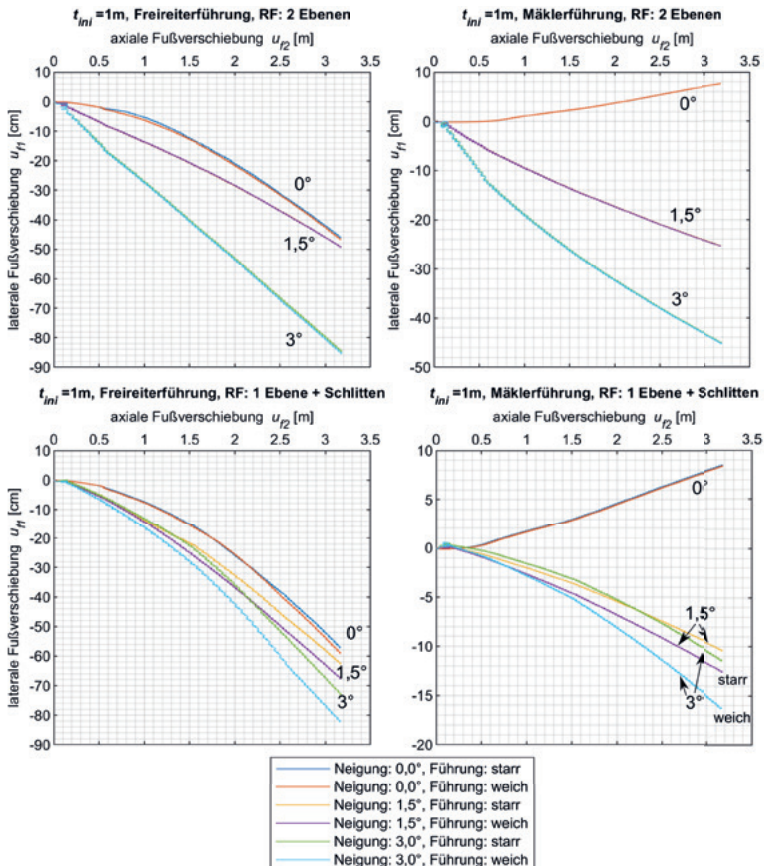


Abbildung 5-1: Laterale Fußbewegung über die Zeit, ohne Mäkler (links) und mit Mäklerrführung (rechts), ab $t = 1$ m, 2 RF Ebenen (oben) und 1 RF Ebene + Schlitten (unten)

RF-Ebene mit zusätzlicher Schlittenführung und Anfangsneigung $\leq 1,5^\circ$ die Einhaltung des definierten Grenzwerts möglich. Bei Verwendung eines Mäklers ist diese Grenze nahezu bei allen Variationen eingehalten und nur bei Anfangsneigung von 3° nicht erreicht. Die Auswertung zeigt, dass bei der untersuchten Rammung ab einer Einbindung von 1 m die Solllage ohne aufwändigere Schlittenführung und/oder Mäklerführung nicht einzuhalten ist.

Auf Basis der Ergebnisse können nachfolgende Empfehlungen gegeben werden:

- Bei einer Käfig- oder Kammführungen ist das Spiel zu beiden Seiten der Träger je ≤ 7 mm einzuhalten. Simulationen mit einem größeren Spiel zeigten eine unzureichende Effizienz der Rammführung zur Minimierung der lateralen Fußbewegungen auf.
- Bei der Rammung von Beginn an sowie in leicht rambbarem oder ausgetauschtem Boden ist mind. in zwei Ebenen mit Mäklerführung oder Schlittenführung zu führen.
- Bei der Rammung nach vorheriger Vibration und Austauschboden sowie steifem Profil ist die Kamm- od. Käfigführung und Freireiterrammung, wie auch die Führung mit nur einer Ebene bei einer Sollneigung von 0° möglich. Ansonsten ist in zwei Ebenen zu führen.
- Um die Abweichungen am Fuß < 10 cm zu erzielen, ist eine Mäklerführung zu verwenden.
- Bei einer Sollneigung größer als 0° ist eine Freireiter- und Schlittenführung oder Mäklerführung erforderlich.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Das Einbringen kombinierter Spundwände ist direkt abhängig von der Position den Trägern, da andernfalls die Zwischenbohlen nicht zwangungsfrei eingebracht werden können. Mit dem aktuellem Stand der Technik und Wissenschaft gibt aufgrund des komplexen Zusammenspiels aus Gerät, Träger, Rammführung und dem Boden nur wenige Hinweise, wie die Träger einzubringen sind (EAU, 2020; Osthoff, 2018). Das komplexe Gesamtsystem wird als solches in Berechnungen bisher nicht betrachtet.

Zur numerischen Untersuchung der Einflüsse der Einbringung von Trägern auf die Position in Endlage wird ein Ersatzmodell entwickelt, dessen Träger-Boden-Interaktionskennwerte anhand der Messung am Liegeplatz 23 in Rostock (Beuß & Grabe, 2020) validiert werden. Das Modell basiert auf rheologischen Ansätzen von Feder-Dämpfer-Elementen, die als Reihen- oder Parallelschaltung angeordnet werden. Durch die Programmierung in einer Schleife ist es möglich, die Einbringung kontinuierlich mit der entwickelten Übertragung der Zustandsgrößen zwischen den einzelnen Simulationen zu berechnen. Die Eigenschaften der Feder-Dämpfer-Elemente werden tiefenabhängig in jedem Berechnungsschritt neu ermittelt. Mit dem Modell ist aufgrund der Vielzahl an bereits berücksichtigten Kriterien die gezielte Untersuchung einzelner Einflussfaktoren, wie der Neigung des Schlaghammers, der Neigung des Trägers, der Trägerimperfectionen sowie unterschiedlicher Rammführungen und deren Steifigkeiten möglich. Dabei wird gezeigt, dass bei einer Schlagammung, startend bei 1 m Einbindung, die positionsgerechte Einbringung mit Freireiterführung nur bei Verwendung einer Schlittenführung oder mit Mäklerführung möglich ist. Beim Start der Rammung bei einer Einbindung von bereits 10 m im Boden sind die lateralen Fußverschiebung deutlich geringer und die Einbringung kann je nach Neigung auch mit weniger Führungselementen erfolgen.

Grundsätzlich kann festgehalten werden, dass nur unter besonderen Bedingungen eine Einbringung mit einer einzigen Rammführungsebene ohne Mäklerführung möglich ist und mindestens in zwei Ebenen geführt werden sollte. Weiterhin kann gezeigt werden, dass mit einer steiferen Führung die Abweichungen geringer sind, sodass eine Verminderung des Spiels in der Rammführung durch Führungsrollen empfehlenswert ist. Mit dem vorliegenden Modell wird der Prozessablauf für ein Prognosemodell erstellt, welches eine Vorhersage der Fußverschiebung ermöglicht und über eine iterative Anpassung der Einbringfaktoren die effizienteste Einbringtechnik und ggf. verringerte Liefertoleranzen ermittelt.



Förderhinweis

Das IGF-Vorhaben 19937/1327 "Optimierte Auslegung von kombinierten Spundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand" der FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V., Düsseldorf, wurde über die AiF im Rahmen des Programms zur Förderung der industriellen Gemeinschaftsforschung (IGF) vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert. Das Vorhaben wurde am Institut für Geotechnik und Baubetrieb (TU Hamburg) sowie am Institut für Konstruktion und Entwurf (Uni Stuttgart) durchgeführt.

Literaturverzeichnis

Altenbach, H. (2015). *Kontinuumsmechanik: Einführung in die materialunabhängigen und materialabhängigen Gleichungen*. Springer-Verlag.

API RP2A-WSD. (2014). Recommended practice for planning, designing and constructing fixed offshore platforms – working stress design. *American Petroleum Institute, Washington Dc.*

ArcelorMittal. (2016). *Piling Handbook- 9th edition*. <http://spundwand.arcelormittal.com/page/index/name/arcelor-piling-handbook>

Berner, F., & Moormann, C. (2018). Einbringverfahren für Pfähle und Spundbohlen: Rammen, Vibrieren, Pressen. *Grundbau-Taschenbuch: Teil 2. Geotechnische Verfahren*, 559–633.

Beuß, J., & Grabe, J. (2020). Messtechnische Begleitung der Einbringung einer Tragbohle mittels Vibration und Schlagrammung. *geotechnik*, 43(2). <https://doi.org/10.1002/gete.201900024>

Beuß, J., & Grabe, J. (2021). Ersatzmodell zur Untersuchung der Einflüsse der Installation von Stahlträgern auf die Lagegenauigkeit. *Bautechnik*, 98(9), 640–649.

Dassault Systèmes. (2020). *Simulia User Assistance 2020 - Abaqus Documentation*.

DIN EN 10248:2006. *Warmgewalzte Spundbohlen aus unlegierten Stählen - Teil 2: Grenzabmaße und Formtoleranzen*. Beuth Verlag GmbH.

EAU. (2020). *Empfehlungen des Arbeitskreises Uferreifassungen*. Ernst & Sohn.

Gazetas, G., & Dobry, R. (1984). Horizontal response of piles in layered soils. *Journal of Geotechnical engineering*, 110(1), 20–40.

Grabe, J., & Osthoff, D. (2018). Toleranzanforderungen bei langen kombinierten Spundwänden. *Bautechnik*, 95(9), 658–662. <https://doi.org/10.1002/bate.201800020>

Kuhlmann, U., Ender, A., Grabe, J., & Beuß, J. (2021). *Forschungsvorhaben P 1327 - Optimierte Auslegung von kombinierten Stahlspundwänden für den Einbringvorgang und den Endzustand*. FOSTA – Forschungsvereinigung Stahlanwendung e. V.

Mahutka, K.-P. (2007). *Zur Verdichtung von rolligen Böden infolge dynamischer Pfahleinbringung und durch Oberflächenrüttler*.

Novak, M. (1974). Dynamic stiffness and damping of piles. *Canadian Geotechnical Journal*, 11(4), 574–598.

Osthoff, D. (2018). *Zur Ursache von Schlosssprengungen und zu einbringbedingten Lageabweichungen von Spundwänden*. TU Hamburg.

ThyssenKrupp GfT Bautechnik. (2007). *Spundwandhandbuch Berechnung*. ThyssenKrupp GfT Bautechnik GmbH, HSP Hoesch Spundwand und Profil GmbH, Hamburg.

von Soos, P., & Engel, J. (2017). *Eigenschaften von Boden und Fels – ihre Ermittlung im Labor, in Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen*. John Wiley & Sons.

Zobel, D. (2020). *Abapys, Version v.0.6.5*. <https://doi.org/10.5281/zenodo.4467987>