



TECHNISCHE
UNIVERSITÄT
DARMSTADT

**Mitteilungen des Institutes für Geotechnik
der Technischen Universität Darmstadt**

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

**Beiträge zum 28. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium
am 09. März 2022**

Zusammengestellt von Frederik Brosz, M.Sc. und Alexander Kochnev, M.Sc.

Impressum

Technische Universität Darmstadt
Institut für Geotechnik
Franziska-Braun-Straße 7
D - 64287 Darmstadt
Telefon +49 (0) 6151/16-22 811
Telefax +49 (0) 6151/16-22 813
E-Mail hauke.zachert@tu-darmstadt.de

ISBN 978-3-942068-33-8
ISSN 1436-6320

Die Veröffentlichung dieses Heftes erfolgte mit Unterstützung des Fördervereins der Freunde des Institutes für Geotechnik an der Technischen Universität Darmstadt e.V.

Veröffentlicht unter CC-BY 4.0 International
<https://creativecommons.org/licenses>

Vorwort des Herausgebers

Werden wir das 28. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium wie angekündigt durchführen können? Oder müssen wir es wieder kurzfristig absagen? Diese bange Frage begleitete uns während der Vorbereitung des diesjährigen Geotechnik-Kolloquiums. Stets hatten wir den klaren Willen, an der Durchführung festzuhalten, wenn es rechtlich und aus Aspekten des Gesundheitsschutzes möglich ist. Wir sind daher sehr froh, dass wir nun am 09. März 2022 das Darmstädter Geotechnik-Kolloquium nach zweijähriger Pause wieder in Präsenz durchführen können. Dieses Mitteilungsheft Nr. 113 enthält 15 Fachartikel, welche neben den traditionellen Geotechnik-Kolloquiums-Themen der *nationalen und internationalen Großprojekte* sowie *Normung und Rechtliches* auch zwei neue Schwerpunkte zu *Modell- und Feldversuchen* sowie zur *Digitalisierung und Anwendung der künstlichen Intelligenz in der Geotechnik* enthält. Damit wird eine große fachliche Vielfalt abgedeckt und ein breites Geotechnik-Publikum angesprochen, wie uns die Teilnehmenden aus Spezialtiefbaufirmen, Universitäten, Ingenieurbüros, Behörden und weiteren Interessensgruppen bestätigen. Bei der Auswahl der Themenblöcke wurden aktuelle Fragestellungen der Geotechnik aufgegriffen, welche zugleich die zukünftigen wissenschaftlichen Themenschwerpunkte am Institut für Geotechnik der TU Darmstadt widerspiegeln.

Seit meiner ordentlichen Berufung an das Institut für Geotechnik im September 2020 konnte ich bereits einige Weichen für die erfolgreiche Entwicklung der Forschungsschwerpunkte des Instituts stellen. Einen besonderen Schwerpunkt soll die experimentelle Geotechnik einnehmen. Ich bin fest davon überzeugt, dass es in der Geotechnik eine Vielzahl von Fragestellungen gibt, welche nicht ausschließlich numerisch oder gar analytisch zu lösen sind. Gleichzeitig sehe ich, dass immer fortschrittlichere numerische Berechnungen mit komplexen Stoffmodellen verschiedenste Phänomene scheinbar zutreffend beschreiben können. Die (eigentlich) erforderliche experimentelle Validierung dieser Methoden ist jedoch häufig nicht möglich oder wird aufgrund des hohen Aufwands gescheut. Das Team am Institut für Geotechnik hat sich zum Ziel gesetzt, diese Lücke zwischen der experimentellen und numerischen Geotechnik zu verkleinern. Wir werden hierzu mit hochwertigen Modell- und Prototypversuchen offene geotechnische Fragestellungen adressieren und mit den so erstellten, genau definierten Randwertproblemen die Basis für die Überprüfung hochwertiger Stoffmodelle und numerischer Berechnungsansätze liefern. Hiermit wollen wir im Wesentlichen das Vertrauen in und das Verständnis für die numerischen Berechnungen stärken (dort, wo es berechtigt ist) und die Anwendung dieser fortgeschrittenen numerischen Methoden „praxistauglich“ und verlässlich gestalten. Zusätzlich sollen entsprechend konzipierte Modellversuche Einblicke in das Systemverhalten geotechnischer Randwertprobleme geben und so zur Aufstellung von Bemessungsansätzen herangezogen werden. Spezielle Technikumsversuche dienen dazu, einzelne Teilaspekte gezielt aus dem Gesamtsystem herauszulösen und isoliert experimentell so zu untersuchen, dass sie Rückschlüsse auf das Gesamtsystem erlauben oder als Basis für numerische Berechnungen dienen.

Das Herzstück der geplanten experimentellen Ausrichtung stellen die geotechnische Versuchsgrube sowie das bodenmechanische Labor der TU Darmstadt dar. Die geotechnische Versuchsgrube weist mit einer Breite von 5 m, einer Länge von etwa 20 m sowie einer Tiefe von etwa 3 bzw. etwa 6 m Abmessungen auf, welche die Durchführung von mittel- bis großmaßstäblichen Modellversuchen und Prototypversuchen erlaubt. Gleichzeitig stellt die Größe auch eine Herausforderung dar, z.B. für den homogenen Materialeinbau oder die großskalige Belastungstechnik. Dass sich dieser Aufwand lohnt, zeigt bereits der Gewinn des von der Europäischen Union geförderten Projekts GEOLAB. Im Rahmen von GEOLAB öffnen namenhafte europäische Institute elf herausragende geotechnische Forschungseinrichtungen für einen transnationalen Zugang für externe Forschergruppen. Nutzer aus Forschung und Industrie bekommen so die Möglichkeit, beispielsweise an geotechnischen Zentrifugen, einem Großversuchsstand zur Simulation von Bahnüberfahrten oder eben unserer geotechnischen Versuchsgrube ihre wissenschaftlichen Experimente durchzuführen. Im Sinne der Verbreitung des Spezialwissens werden nicht nur die Versuchseinrichtungen selbst, sondern auch das an den Instituten vorhandene spezifische Wissen beispielsweise zur Planung und Durchführung von Modellversuchen mit den neuen Anwendern geteilt. Zusätzlich werden sämtliche Versuchsdaten öffentlich und frei verfügbar sein und so einer breiten Nutzergruppe zugänglich gemacht. In drei Ausschreibungsrunden können sich Forschende aus allen Bereichen (z.B. Praxis, Wissenschaft, Infrastrukturbetreiber) mit ihren Ideen für solche transnationalen Projekte bewerben. In der ersten Ausschreibungsrunde wurde das Projekt PEBSTER („Piled Embankments with Basal STEel Reinforcement“) für unsere geotechnische Versuchsgrube bewilligt und federführend von der KELLER Holding GmbH geleitet. In Kooperation mit Deltares (Niederlande) sowie SHM System (Polen) werden wir im Rahmen dieses Projekts an der TU Darmstadt einen Großversuch durchführen, bei welchem das Tragverhalten von mit Stahlgittern bewehrten Lastverteilungsschichten über steifen und flexiblen Gründungselementen in weichem Baugrund untersucht wird. Im Vorfeld zu dem Großversuch an der TU Darmstadt werden durch kleinmaßstäbliche Modellversuche bei Deltares grundlegende Systemeigenschaften und Unterschiede zum Verhalten bei der klassischen Bewehrung mit synthetischen Geogittern analysiert. Der Versuchsaufbau in der geotechnischen Versuchsgrube ist mit einem Teil der messtechnischen Installation in Bild 1 dargestellt.

Hauptziel der Untersuchung ist die exakte Analyse des Spannungs- und Dehnungsverhaltens des Stahlgitters sowie die genaue Bestimmung des Lastübertrags auf die Pfähle. Außerdem werden mittels umfangreicher faseroptischer Messungen die Dehnungen und Verschiebungen in der lastverteilenden Schicht ermittelt, wodurch erstmalig die Ausbildung von Druckbögen dreidimensional in solchen Randwertproblemen gemessen werden soll.

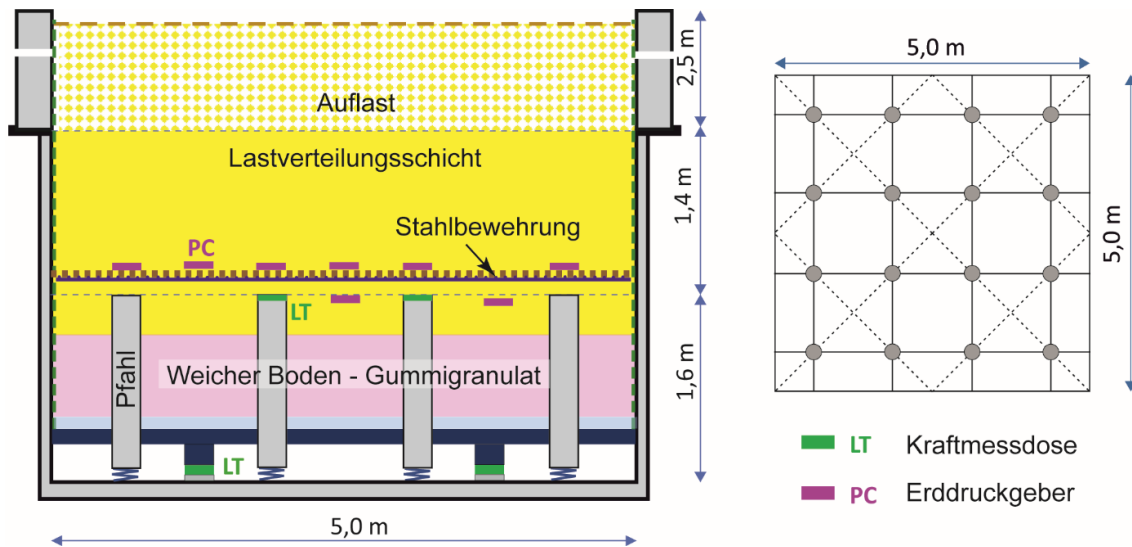


Bild 1 Geplanter Großversuch im PEBSTER Projekt mit 16 Pfählen, weicher Bodenschicht und Darstellung eines Teils der Messtechnik

Die PEBSTER-Versuche im Rahmen von GEOLAB repräsentieren hervorragend die Möglichkeiten und die Ambitionen der experimentellen geotechnischen Forschung am Institut für Geotechnik. Über detailliert geplante und mit aktuellster Messtechnik ausgestattete Versuche werden neue Erkenntnisse zum Tragverhalten und zur Bemessung eines geotechnischen Systems gewonnen, welches sich mit aktuellen numerischen Methoden nicht vollständig abbilden lässt. Mittelfristig werden die Versuche auch dazu dienen, entsprechende numerische Modelle zu überprüfen und zu verbessern, wofür gerade die faseroptischen Messungen wertvolle Einblicke in das Tragverhalten der lastverteilenden Schicht liefern werden.

Um diese experimentellen Ziele effizient erreichen zu können, werden derzeit substanzielle Investitionen in die Ausstattung der geotechnischen Versuchshalle durchgeführt. Dazu gehört eine vollständig neue Belastungseinrichtung für die Durchführung von mehrachsigen statischen und zyklischen Belastungen sowie eine Modernisierung der Messtechnik. In Kombination mit zahlreichen Neuanschaffungen und Digitalisierungen im bodenmechanischen Labor wird so der Grundstein für eine erfolgreiche experimentelle Forschung am Institut für Geotechnik gelegt.

Zur Erreichung unserer vorgenannten Ziele sind darüber hinaus eine leistungsfähige numerische Arbeitsgruppe, welche sowohl die aktuellsten numerischen Methoden als auch die modernsten bodenmechanischen Stoffmodelle beherrscht und weiterentwickelt von elementarer Bedeutung. Über die maßgebliche Entwicklung des FE Programms *numgeo* (www.numgeo.de) verfügen wir auch hier über die wesentlichen Bausteine für eine flexible und zielorientierte Forschung – von der Grundlagenentwicklung bis hin zur praxisnahen Anwendung.

Einen weiteren zentralen Schwerpunkt unserer Forschung wird in den kommenden Jahren der Einfluss des Klimawandels auf geotechnische Strukturen darstellen. Wir sehen schon jetzt den hohen Bedarf an nachhaltigen Lösungen in der Geotechnik und der Klimawandel wird diesen noch weiter erhöhen, die Anforderungen an unsere Bauwerke und Bauverfahren verändern und Anpassungen in Planung und Entwurf erfordern. Diese Themen werden uns sicher in den kommenden Darmstädter Geotechnik-Kolloquien beschäftigen.

Für das 28. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium fiel die Auswahl der Fachbeiträge besonders schwer, da es deutlich mehr hochwertige Beitragsvorschläge gab, als wir an einem Kolloquiums-Tag unterbringen können. Wir hoffen, mit der Auswahl ein abwechslungsreiches und spannendes Programm zusammengestellt zu haben, welches Ihnen sowohl neue Einblicke in Großprojekte gewährt, neue Erkenntnisse aus Forschungsprojekten vorstellt, aber auch die drängenden Fragen der Digitalisierung in der geotechnischen Praxis beleuchtet sowie Hinweise zur aktuellen Normung liefert. Ich wünsche Ihnen viel Spaß bei dem Kolloquium und bei der Lektüre dieses Mitteilungshefts.

Sowohl das Kolloquium als auch die Entstehung dieses Mitteilungsheftes wären ohne den unermüdlichen Einsatz der Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter des Instituts für Geotechnik nicht möglich. Ihnen spreche ich meinen ausdrücklichen Dank für Ihr Engagement aus und danke insbesondere Herrn Alexander Kochnev, M.Sc., welcher maßgeblich das 28. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium an einem neuen Veranstaltungsort und trotz der widrigen und unsicheren Randbedingungen einer weltweiten Corona-Pandemie hervorragend geplant hat.

Darmstadt, März 2022

Hauke Zachert

Inhaltsverzeichnis	Seite
 Modell- und Feldversuche	
Christoph Wehr, Björn Böhle Optimierte Gründungsvarianten für Tank-Terminals in den Niederlanden	2-12
Christian Pöchacker, Manuel Schweinberger, Iman Bathaeian, Barbara Schneider-Muntau Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Einfluss geometrischer Parameter auf den optimalen Spießabstand im Tunnelbau	13-24
 Digitalisierung und künstliche Intelligenz in der Geotechnik	
Johannes Labenski, Friedemann Kötzel, Sebastian Schnell, Malte Neumann Wandel vom analogen zum volldigitalen Planungsprozess in der Geotechnik - Beispiele für eine anwendungsorientierte Herangehensweise	26-37
Luan Nguyen, Fadi Haddad Einsatz der künstlichen Intelligenz und numerischen Optimierung zum geotechnischen Entwurf im Spezialtiefbau	38-52
Ulrich Trunk, Martin Christen, Matus Gasparik, Clemens Kummerer Simulation von Düsenstrahlsohlen zur Beurteilung der erreichbaren Ausführungsqualität	53-65
Torsten Hensler, Jonas Gottwald Hoover Dike USA – Erfahrungen beim Einsatz eines Digitalen Zwillings im Spezialtiefbau	66-76
 Nationale und internationale Großprojekte	
Jens Jehle Tiefe Baugruben beim Neubau der 5. Schleusenammer in Brunsbüttel	78-100
Matthias Seip, Heiko Kuttig, Maryna Vernikovskiy, Edvard Chmyznikov, Rolf Katzenbach Auswirkungen des Kriech- und Schwindverhaltens der Stahlbetondecken bei einer Deckelbauweise auf die Bemessung des Verbaus am Beispiel der tiefsten innerstädtischen Hochhausbaugrube in Frankfurt am Main	101-118

Heiko Huber, Peter Schäfers, Henning v. d. Werth, Sven Kirchner, Fritz Grübl	119-130
Erfahrungen aus dem ersten modernen maschinellen Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton am Projekt U5	
Franz Kaffenberger, David Meyer	131-144
Herstellung und Kontrolle tiefer Baugruben aus Sicht der Bauüberwachung am Beispiel der Verlängerung der U5 in Frankfurt	
Isabelle Niesel, Michael Rothmund, Florian Weber	145-154
Kombilösung Karlsruhe – Bau des Straßentunnels in der Kriegsstraße	
Michael Hölzel, Andreas Kirchner, Oliver Detert	155-169
Second River Niger Bridge in Onitsha, Nigeria – Infrastrukturprojekt mit internationaler Bedeutung	
Normung und Rechtliches	
Patrick Arnold, Sigrid Wilhelm, Bert Schädlich, Timo Schweckendiek	171-188
Zur Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden in der Bemessung von Pfahlgründungen auf Grundlage von Pfahlprobelastungen	
Paul Vogel, Jürgen Grabe, Hauke Jürgens, Sascha Henke	189-200
Zur numerischen Bemessung geotechnischer Bauwerke gemäß EC7	
Hursit Ibuk, Paul Pandrea, Matthias Wagner, Anne Heisig	201-212
Bewertung von Hebungen bei im Düsenstrahlverfahren hergestellten Unterfangungen	

Modell- und Feldversuche

Optimierte Gründungsvarianten für Tank-Terminals in den Niederlanden

Dipl.-Ing. Christoph Wehr, Dr.-Ing. Björn Böhle
Keller Grundbau GmbH

1 Einleitung

In den vergangenen Jahren wurden durch Keller Grundbau Gründungen zur Errichtung zweier Tankterminals in den Niederlanden ausgeführt. Neben der Durchführung der Gründungsarbeiten wurde für beide Tankterminals auch die Entwurfs- und Ausführungsplanung der Tankgründungen auf Grundlage der vom Auftraggeber zur Verfügung gestellten geotechnischen Unterlagen erstellt. Damit erfolgten Planung und Ausführung der Tankgründungen aus einer Hand, wodurch ein optimiertes und wirtschaftliches Gründungssystem entwickelt und ausgeführt werden konnte.

In den küstennahen Gebieten der Niederlanden stehen oberflächennah Wechsellagerungen aus locker gelagerten Sanden und Schluffen an, die erst in größeren Tiefen in Böden mit mitteldichter bis dichter Lagerung über gehen. Zudem liegt topografisch bedingt der Grundwasserspiegel knapp unterhalb der Geländeoberkante. Zur Gründung von setzungsempfindlichen Tankanlagen stehen in derartigen Untergrundverhältnissen folgende Systeme zur Verfügung:

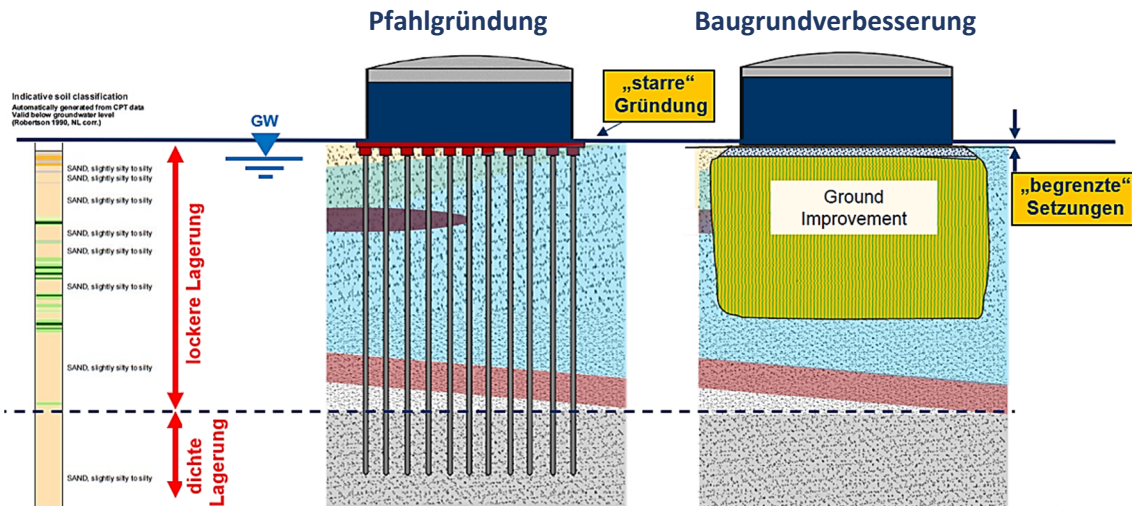


Bild 1 Systeme zur Gründung von Tankanlagen

Bei einer Gründung der Tanks auf Pfählen sind diese in die tief liegenden, gut tragfähigen Bodenschichten einzubinden. Die aufgehenden Tanks werden unmittelbar auf der Pfahlgründung errichtet, was zu einer relativ „starren“ Gründung der Tanks mit nur geringem Setzungspotential führt. Die Herstellung von Pfählen in derartigen Untergrundverhältnissen verursacht jedoch einen nicht unerheblichen Aufwand.

Alternativ dazu ist die Gründung der Tanks auf einer Baugrundverbesserung möglich, welche innerhalb der locker gelagerten Böden ausgeführt werden kann. Die Tragelemente sind vom aufgehenden Tankbauwerk über eine Lastverteilungsschicht entkoppelt. Gegenüber der Pfahlgründung wird bei einer Baugrundverbesserung der Herstelleraufwand deutlich minimiert, allerdings können systembedingt größere Setzungen auftreten, welche vorab durch eine sorgfältige Planung exakt abzuwägen sind.

Im Idealfall treten bei einer Gründung von Tankanlagen auf einer Baugrundverbesserung nach Fertigstellung der Tanks nur geringe und gleichmäßige Setzungen auf, davon am besten 80% oder mehr nach dem Hydrottest.

Bei den für Tankanlagen äußerst gefährlichen ungleichmäßigen Setzungen, auch als Differenzsetzungen bezeichnet, wird wie folgt unterschieden:

- Die Setzungsdifferenzen zwischen Mitte und Rand überschreiten verträgliche Werte mit der Folge von Schäden am Tankboden und Leckwarnsystem.
- Eine zu große Schiefstellung des Tanks verursacht eine Ovalisierung der Tankwandung, welche bis zum Bersten dieser führen kann.
- Zu große Differenzsetzungen in der Tankwandung führen zu irreparablen Schäden bis hin zum Bersten des Tanks.

Die oben beschriebenen Setzungsszenarien verdeutlichen, dass Setzungen, welche gewisse Größenordnungen überschreiten bzw. außer Kontrolle geraten, zu erheblichen Schäden an Tankanlagen bis hin zum Nutzungsausfall führen können. Bei einer Gründung von Tankanlagen mittels Baugrundverbesserung ist vorab der Bauausführung eine detaillierte Planung und Setzungsermittlung unerlässlich.

In den Jahren 2018 und 2019 wurden von Keller Grundbau die Gründung zweier Tank Terminals in den Häfen von Amsterdam und Rotterdam auf Baugrundverbesserungssystemen geplant und ausgeführt, auf welche im Folgenden näher eingegangen wird.

2 Amsterdam Tank Terminal Westpoort GPS

Zur Erweiterung eines bestehenden Tank Terminals im Hafen von Amsterdam wurden insgesamt sechs Tanks mit Durchmessern von 24 m und 36 m und einer einheitlichen Bauhöhe von 25 m mittels Baugrundverbesserung gegründet. Die Gründung erfolgte auf sogenannten Hybridsäulen (CMM[®], Colonne à Module Mixte) mit Einbindetiefen von 23,5 m in den Baugrund. Dabei handelt es sich um ein kombiniertes Gründungselement aus Betonsäule und darüber aufgesetzter Schotterstopfsäule. Die Betonsäule wird im Vollverdrängerverfahren hergestellt und anschließend der Übergangsbereich zum aufgehenden Bauwerk als Schottersäule bzw. flexibler Kieskopf ausgebildet. Darüber wird die Stahlbetonbodenplatte des Tankbauwerks errichtet.



Bild 2 Übersicht Erweiterung Tank Terminal Amsterdam (Auszug Google Maps)

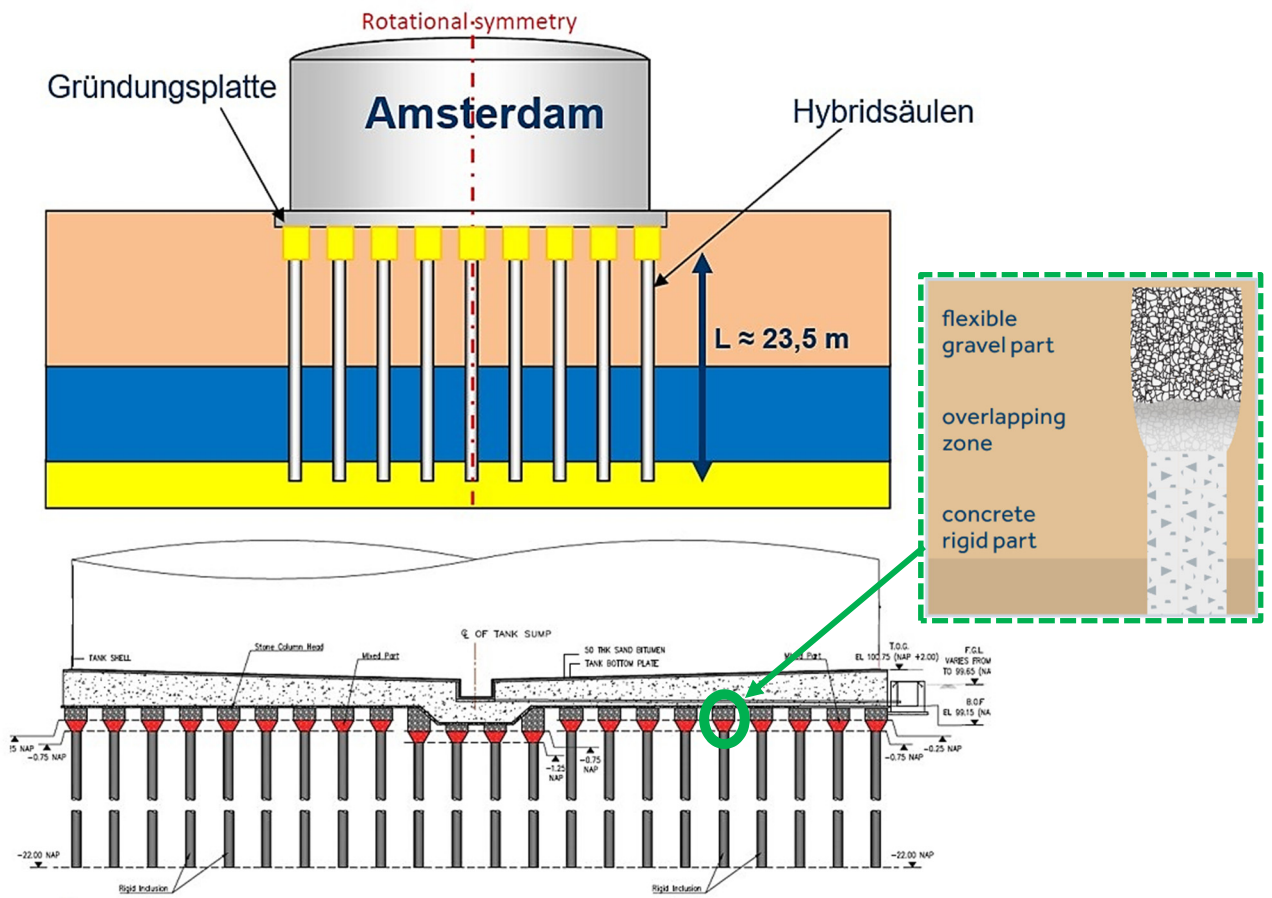


Bild 3 Prinzipschnitt Tankgründung

Insgesamt wurden zur Erweiterung des Tank Terminals in Amsterdam ca. 2.000 Stück Hybridsäulen (CMM[®]) zur Gründung der sechs Tanks hergestellt.



Bild 4 Produktion Hybridsäulen (CMM[®])



Bild 5 Statische Probelastung an Hybridsäulen (CMM[®])

3 Rotterdam HES Hartel Tank Terminal

Im Anschluss an das Projekt in Amsterdam wurden zum Neubau eines Tank Terminals im Hafen Rotterdam insgesamt 54 Stück Tanks mit Durchmessern zwischen 15 bis 45 m und einer einheitlichen Bauhöhe von 32 m gegründet. Zur Gründung wurden sogenannte Rigid Inclusions im Teilverdrängerverfahren bis in 15 m Tiefe abgeteuft. Darüber wurde eine bis zu 2 m mächtige Lastverteilungsschicht aus Sand aufgebaut, welche im Randbereich unter der aufgehenden Tankwandung aus gebrochenen Grobschlag errichtet wurde.



Bild 6 Übersicht Tank Terminal Rotterdam

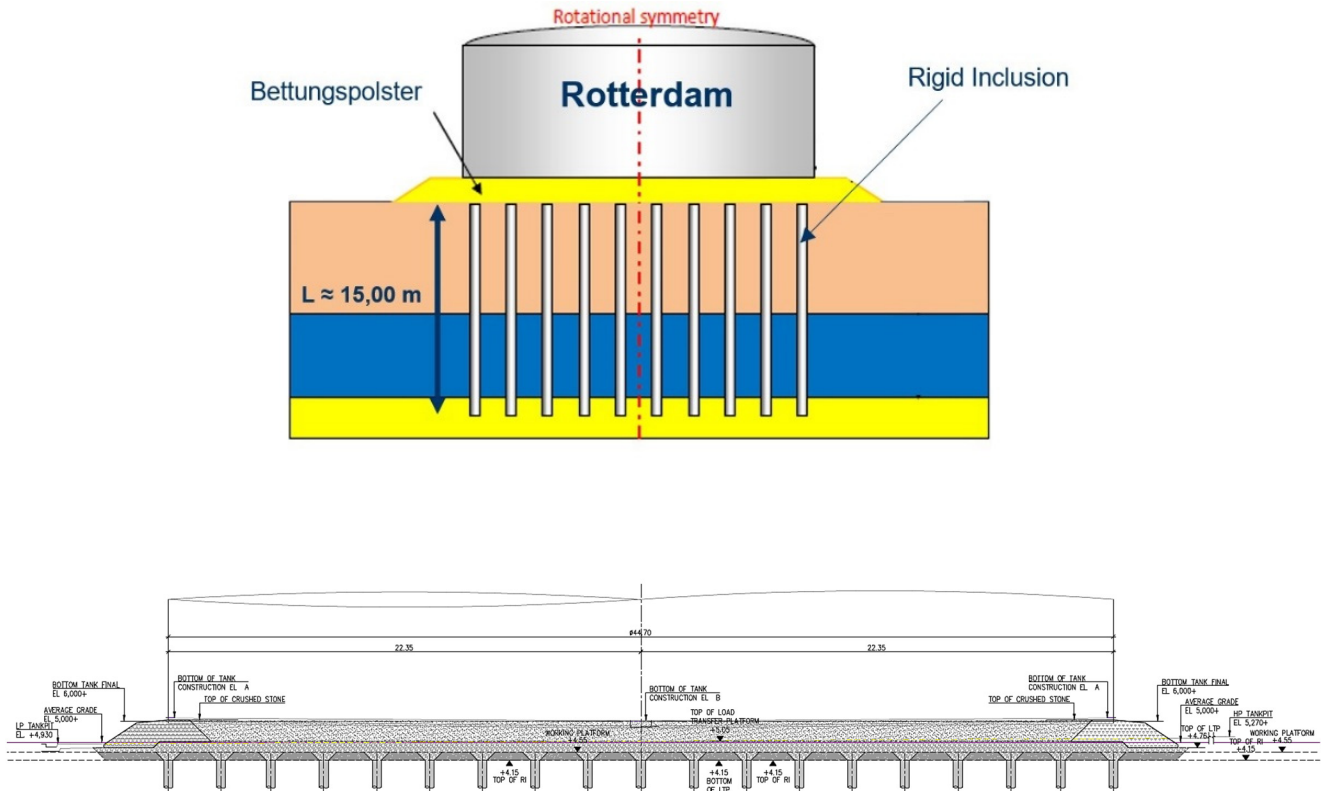


Bild 7 Prinzipschnitt Tankgründung

Zur Gründung der 54 Tanks wurden insgesamt ca. 6.900 Stück Rigid Inclusions hergestellt.



Bild 8 Produktion Rigid Inclusions



Bild 9 Fertig hergestellte Baugrundverbesserung für einen Tank

4 Bemessung der Tankgründungen

Aus der bauseits übergebenen Baugrunderkundung lagen für beide Projektstandorte eine Vielzahl an Drucksondierungen vor. Allein zum Neubau des Tank Terminals in Rotterdam wurden vorab über 500 Stück CPT's an den geplanten Tankstandorten abgeteuft. Zur Planung der Baugrundverbesserung wurde für jeden einzelnen Tankstandort auf Grundlage der vorliegenden CPT's eine Setzungsberechnung mittels numerischer Berechnungsmethoden durchgeführt. Dabei wurden die Rasterabstände und Absetztiefen der Baugrundverbesserungselemente im Modell für jeden einzelnen Tank optimiert ermittelt, um eine möglichst geringes und einheitliches Setzungsverhalten sicher zu stellen.

Mit den angestellten Berechnungen wurden folgende Bauzustände simuliert:

- Einbringen Baugrundverbesserung
- Lastverteilungsschicht / Bodenplatte
- Hydrotest
- Tankleerung
- Tankfüllung im Betriebszustand

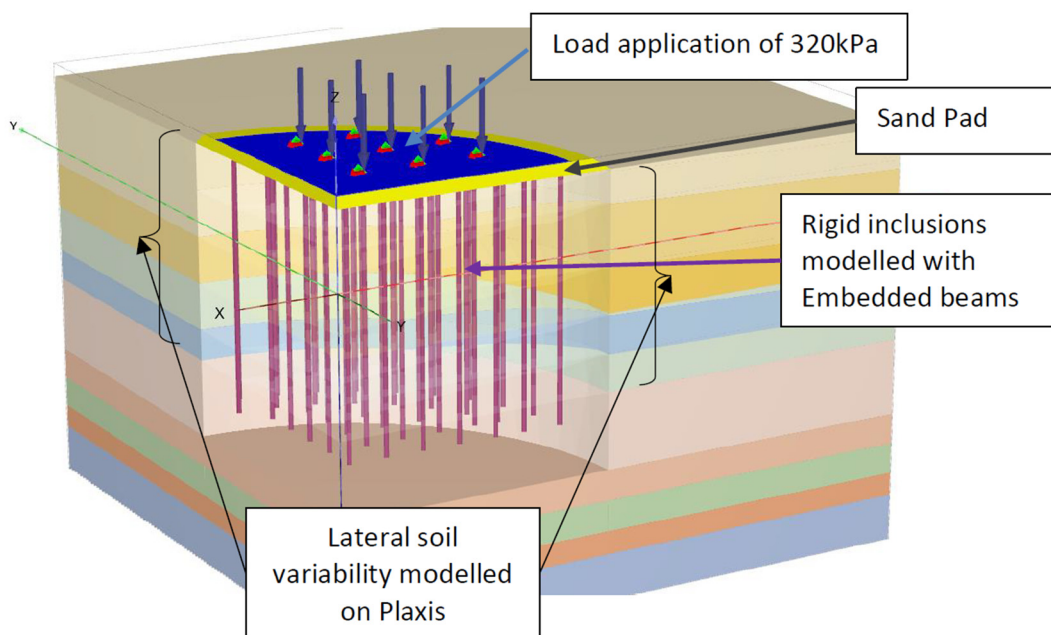


Bild 10 Modell für Finite-Elemente-Berechnungen

Im Zeitraum vom Juli bis September 2019 wurde an den sechs Tanks in Amsterdam die Erstbelastung in Form von Hydrotests durchgeführt. Es wurde eine Erstbefüllung der Tanks mit Wasser bis zu geplanten Einstauhöhe von 25 m vorgenommen, was einer Belastung auf die Baugrundverbesserung von 250 KPa entspricht.

Die zulässigen Setzungskriterien waren vertraglich wie folgt definiert:

- Hydrottest: zul. Setzung im Randbereich $s \leq 70$ mm
- Betriebszustand: nach Erstbefüllung: zul. Setzung im Randbereich $s \leq 30$ mm
Langzeitverhalten: weitere zul. Setzung im Randbereich
 $s \leq 20$ mm

Nach Durchführung der Hydrottests wurden maximale Setzungen an den sechs Tanks im Randbereich zwischen ca. 23 – 33 mm gemessen. Die im Hydrottest gemessenen Setzungswerte am Rand sind damit halb so groß gegenüber den ermittelten Setzungswerten aus der numerischen Berechnung.

An den 54 Tanks in Rotterdam erfolgte die Durchführung der Hydrottests im Zeitraum vom September 2020 bis Dezember 2021. Die Tanks wurden einheitlich über 32 m Höhe mit Wasser befüllt, wodurch sich eine Belastung auf das Gründungssystem von 320 kPa ergab.

Die zulässigen Setzungskriterien waren vertraglich wie folgt definiert:

- Hydrottest: zul. Setzung im Randbereich $s \leq 200$ mm
zul. Schiefstellung: $H/150 = 32/150 = 213$ mm (0,7%)
zul. Setzungsdifferenz Mitte – Rand $s \leq D/100$
- Betriebszustand: zul. Setzung im Randbereich $s \leq 100$ mm
zul. Setzungsdifferenz Mitte – Rand $s \leq D/100$

Nach Durchführung der Hydrottests wurden maximale Setzungen an den 54 Tanks im Randbereich bis 140 mm gemessen, was in etwa die Hälfte bis zwei Drittel der in den numerischen Berechnungen ermittelten Setzungswerte entspricht.

Zum Neubau des Tank Terminals in Rotterdam sowie zur Erweiterung des Tank Terminals in Amsterdam wurden insgesamt 60 Tanks mit Durchmessern bis 45 m und Bauhöhen bis 32 m erfolgreich auf einer Baugrundverbesserung gegründet. Die zu erwartenden Tanksetzungen wurden im Design vorab exakt ermittelt, was wirtschaftlich für die weitere Planung der aufgehenden Tanks sowie den Rohrleitungsbau war.

Abschließend sind die Vorteile einer Gründung von Tankterminals auf einer Baugrundverbesserung gegenüber einer herkömmlichen Pfahlgründung genannt:

- verhältnismäßig kurze Ausführungszeiten der Baugrundverbesserung
- geringer Bodenaustrag, vorteilhaft auch in kontaminierten Böden
- unbewehrtes Gründungssystem
- geringere Ausführungstiefen gegenüber herkömmlicher Pfahlgründung
- Wegfall der Kapparbeiten bei Ausführung von Hybridsäulen
- Gründung aufgehender Bauwerke erfolgt als Flachgründung
- Einsparung von Ressourcen, daher nachhaltigeres Gründungssystem

Literatur

Keller Grundbau GmbH (2018)

Neue Musterverordnung für Sachverständige des Erd- und Grundbaus. Deutsches Ingenieur Blatt, Jan./Feb. 1998, 38-40

Keller Grundbau GmbH (2018)

Design Report GPS Tank Terminal Amsterdam, Soil Reinforcement with Mixed Modulus Column (CMM[®])

Keller Grundbau GmbH (2018)

Design Report HES Hartel Tank Terminal Rotterdam, Soil Reinforcement with Rigid Inclusions

Project National ASIRI, Presses des Ponts (2012)

Recommendations for the design, construction and control of rigid inclusion ground improvement

Experimentelle Untersuchungen zum Einfluss geometrischer Parameter auf den optimalen Spießabstand im Tunnelbau

Ing. Christian Pöchacker, B.Sc.

SYNALP GmbH
Technisches Büro für Geotechnik und Naturgefahren

Ing. Manuel Schweinberger, B.Sc.

Universität Innsbruck
Fakultät für Technische Wissenschaften
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik

Dr. techn. Iman Bathaeian

ILF Consulting Engineers Austria GmbH
Geotechnik Abteilung

Priv.-Doz. Dr. techn. Barbara Schneider-Muntau

Universität Innsbruck
Fakultät für Technische Wissenschaften
Institut für Infrastruktur, Arbeitsbereich für Geotechnik

1 Einleitung

In der bergmännischen Tunnelbauweise werden verschiedene Voraussicherungsverfahren eingesetzt, um den Tunnelquerschnitt während des Vortriebes vor Nachbrüchen und Setzungen zu sichern. Dabei können verschiedene Verfahren, wie beispielsweise die Voraussicherung mit Rohrschirmen, Spießen, DSV-Schirmen oder die Bodenvereisung, zum Einsatz kommen (siehe Bild 1). Bei der Voraussicherung mittels Rohrschirmen kann die Auffahrzeit durch einen optimierten Spießabstand verkürzt werden und trägt damit wesentlich zu einer Erhöhung der Vortriebsleistung bei. Die in diesem Beitrag vorgestellten experimentellen Untersuchungen zu den Spießabständen beschäftigten sich hauptsächlich mit der Gewölbewirkung zwischen den Spießen in Tunnelquerrichtung bei aufgelöster Schirmgewölbesicherung. Diese Arbeit basiert auf Vorarbeiten an der TU Graz (Schmid 2003, Stöckl 2002), die Studien zur Gewölbewirkung bei Rohrschirmen (= Spießschirmen) durchgeführt haben. Diese Arbeiten führten Base - Friction Versuche und eine numerische zweidimensionalen Particle Flow Code Berechnung durch. Die Base - Friction

Versuche dienen zur Kalibrierung der numerischen Berechnungen. Mit einem Base - Friction Versuch ist es möglich, Gravitationskräfte durch ein horizontal angeordnetes, bewegtes Reibungsband zu simulieren. Auf das Reibungsband wird ein Material, in diesem Fall Sand, aufgebracht und durch das bewegte Band gegen einen Rahmen gedrückt (Schmid 2003).

Schmid (2003) modifizierte zwei bestehende Berechnungsansätze zur Gewölbekonstruktion und erarbeitete dadurch zwei analytische Berechnungsansätze zu den maximalen Spießabständen.

Die hier vorgestellten Experimente erfolgten an einem speziell dafür entwickelten Versuchsstand im Maßstab 1:10. Die Versuchsergebnisse wurden mithilfe der „Particle Image Velocimetry“ (= PIV) ausgewertet. Die resultierenden Verformungen und Versagensmechanismen wurden mit bereits bekannten analytischen Berechnungsverfahren und bestehenden Forschungsarbeiten auf diesem Gebiet verglichen.

Unter einem Spieß wird in diesem Beitrag ein Rohr verstanden, welches durch Injektion mit dem umliegenden Boden verpresst wird und einen Durchmesser von 14 – 17 cm aufweist. Die Untersuchungen zu den Spießabständen sollen sich mit der Gewölbewirkung zwischen den Spießern in Tunnelquerrichtung bei aufgelösten Schirmgewölbesicherungen beschäftigen. Dabei soll die Tragfähigkeit des Gewölbes beurteilt werden, eine Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit (z.B. Setzungsminderung) wird hier nicht behandelt.

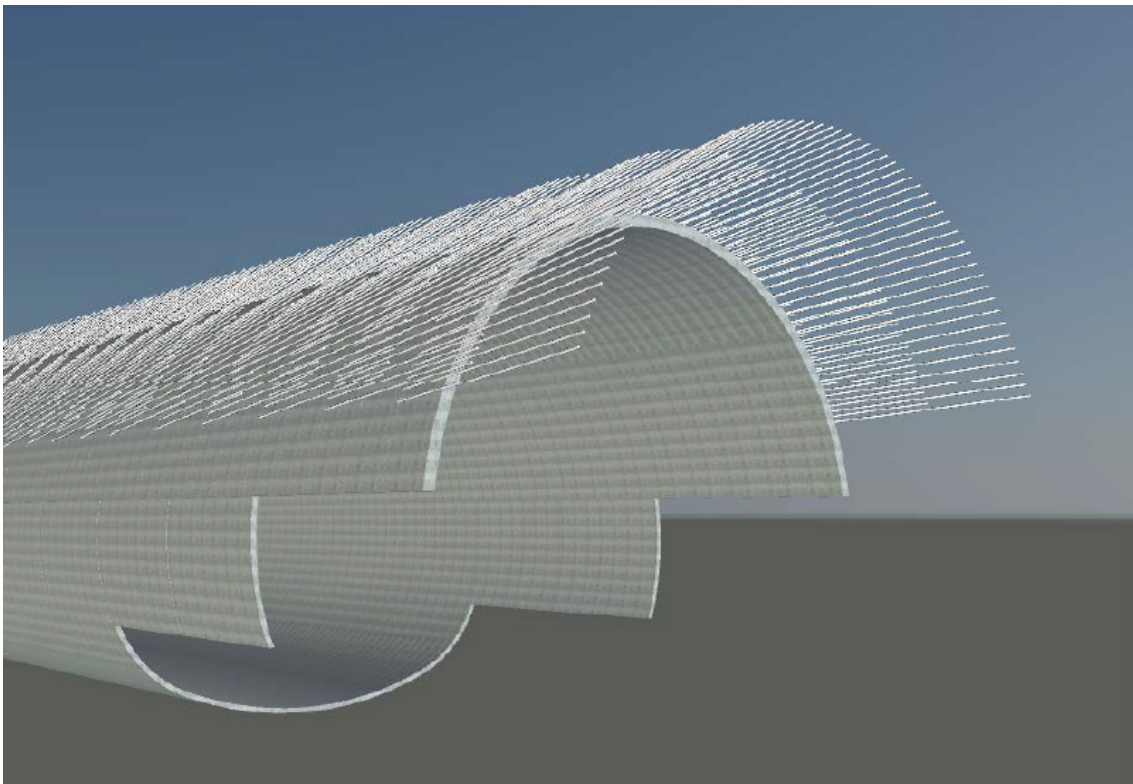


Bild 1 Voraussicherung mit Spießern

2 Modellversuche

2.1 Versuchsmaterial

Für die Modellversuche standen zwei verschiedene Sande aus Ottendorf-Okrilla (Deutschland) zur Verfügung. Der Feinsand weist eine Kornverteilung von 0,1 - 0,5 mm und der Kiessand eine Kornverteilung von 1,0 – 2,0 mm auf.

Die Kohäsion und der Reibungswinkel für die beiden Sande wurde mit einem Direktrahenscherversuch ermittelt. Für eine lockere Lagerung ergaben sich bei 2 % Teilsättigung folgende Scherparameter:

- Feinsand locker: $\rho_d = 1,37 \text{ g/cm}^3 \mid \varphi = 37,0^\circ \mid c = 17 \text{ kN/m}^2$
- Kiessand locker: $\rho_d = 1,39 \text{ g/cm}^3 \mid \varphi = 36,5^\circ \mid c = 10 \text{ kN/m}^2$

Das Versuchsmaterial wurde sowohl trocken als auch mit 2% Wassergehalt eingesetzt. Eine gleichmäßige Durchmischung konnte durch einen Zwangsmischer erreicht werden. Die entsprechenden Bodenparameter, auch für teilgesättigte Verhältnisse, wurden im Vorfeld im Labor bestimmt. Das Bodenmaterial eignet sich für einen lockeren und für einen dichten Einbau.

2.2 Versuchsstand

Im Rahmen dieses Beitrages wurde der notwendige Versuchsstand konstruiert. Durch den gewählten Maßstab von 1:10 ergibt sich für unseren Anwendungsfall ein Tunneldurchmesser von 40 cm. Die Außenabmessungen des Versuchsstandes sind dabei so groß zu wählen, dass der Versuchsstand an sich keinen Einfluss auf die Ergebnisse hat (z.B. durch Entstehung einer Gewölbewirkung zwischen den Sandboxwänden). Die maximale Füllhöhe wurde mit 1 m gewählt (entspricht 10 m in der Natur). Die lichten Innenabmessungen des Versuchsstandes ergeben sich damit zu 1,20 m x 1,20 m x 0,50 m ($b \times h \times t$). Um die eingesetzten Bauteile dimensionieren zu können, mussten die auftretenden Lasten bestimmt werden. Auf den Versuchsstand wirken Erddrücke aus dem Versuchseinbau, diese werden über die bekannten Erddruckgleichungen abgeschätzt, und ergeben sich mit der dichtesten Lagerung des verwendeten Sandes bei $\rho = 1,62 \text{ g/cm}^3$ im unteren Bereich der seitlichen Wände mit dem Erdrückbeiwert K_0

$$K_0 \approx (1 - \sin(\varphi)) \approx 0,43$$

zu

$$e_0 = \gamma \cdot h \cdot K_0 = (9,81 \cdot 1,62) \cdot 1 \cdot 0,43 = 6,83 \text{ kN/m}^2.$$

Als Material für die seitlichen Wände wurden Siebdruckplatten verwendet, da diese unempfindlich gegenüber Feuchtigkeit sind und so auch Versuche mit feuchtem Sand ermöglichen. Aus der Erddruckabschätzung und in Anlehnung mit ähnlichen, im Geotechniklabor bereits durchgeführten Versuchsaufbauten wird die Wandstärke der Siebdruckplatten mit 21 mm festgelegt (siehe Bild 2. links). Laut Hersteller sind für die gewählte Siebdruckplattenstärke bei einer Spannweite von 500 mm Flächenlasten bis zu $35,3 \text{ kN/m}^2$ zulässig. Für den Rahmen der Sandbox werden 10 cm x 10 cm Konstruktivvollhölzer verwendet.

Um das Gewölbe zwischen den Spießen, welches mit den Versuchen untersucht werden soll, im Ulmenbereich nicht zu beeinflussen, wurden seitliche Leitbleche im unteren Bereich des Versuchstandes angeordnet (siehe Bild 2, rechts).

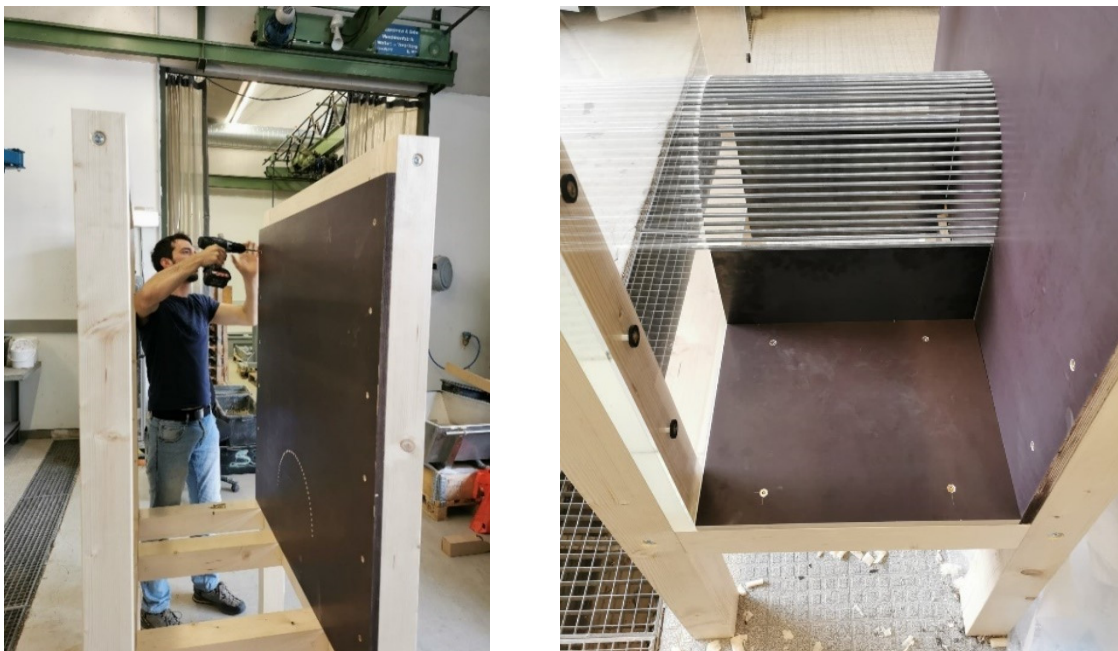


Bild 2 Montage der Seitenwände (links) und seitliche Leitbleche im Bereich des zukünftigen Tunnels (rechts)

Für die PIV-Aufnahmen wurde an der Frontseite des Versuchstandes eine 30 mm dicke gegossene Acrylglasscheibe eingebaut. Damit diese vor Beschädigungen während des Versuchsablaufes geschützt ist, wurde an der Innenseite zusätzlich eine 5 mm dicke, kratzfeste Acrylglasscheibe angeordnet, die bei Bedarf auch ausgetauscht werden kann. Beim Einbau wird die gesamte Sandbox mit Sand gefüllt. Um den Tunnelhohlraum herzustellen, befindet sich an der Unterseite eine Klappe, die mit Hilfe des Laborkrans langsam geöffnet werden kann.

In Bild 3 ist links der Mechanismus zum Öffnen der Klappe abgebildet und rechts das Anschlagmittel für den Portalkran.



Bild 3 Klappenmechanismus an der Unterseite der Versuchsbox (links) und Anschlagmittel für Kran an der Versuchsbox (rechts)

Die Entleerung des Sandes erfolgt in eine Transportbox (Bild 4, links), die per Hubwagen bedient werden kann und während des Versuchsablaufes unter dem Versuchsstand platziert wird.



Bild 4 Transportbox für Hubwagen (links) und seitliche Entleerungsklappen (rechts)

Um die Entleerung nach dem Versuch zu vereinfachen, sind zusätzlich noch seitliche Entleerungsöffnungen in den Boxenwänden angeordnet (siehe Bild 4, rechts).

Die Spieße werden durch M8-Gewindestangen simuliert und in vorgefertigte Bohrungen an der Vorder- und Hinterseite der Sandbox eingeschoben. Die Bohrungen haben dabei einen Abstand von 8 mm zueinander, was den minimal möglichen Spießabstand darstellt.

Bei der Versuchsdurchführung müssen nicht alle Bohrungen belegt werden, sodass verschiedenen Spießabstände untersucht werden können. Zur besseren Übersicht ist im Anhang eine Skizze des Versuchsstandes dargestellt.

2.3 PIV-Auswertung

In einer PIV-Analyse wird die Partikelverschiebung von vielen kleinen Abfragebereichen durch eine Kreuzkorrelation berechnet. PIV wurde zur Strömungsvisualisierung im Wasserbau entwickelt, findet jedoch auch Anwendung im geotechnischen Versuchswesen (Thielicke und Stamhuis 2014). Für die PIV-Auswertung muss der Versuchsstand in regelmäßigen Abständen fotografiert werden. Dabei ist es wichtig, dass alle Fotos mit Stativ und der identischen Kameraeinstellung (ISO-Filmempfindlichkeit, Belichtungszeit und Blendenzahl) aufgenommen werden, damit sich die einzelnen Fotos nur im Bereich der durch den Versuchsablauf verursachten Bewegungen voneinander unterscheiden. Dadurch kann die Kreuzkorrelation im Bereich der Tunnelverformung automatisiert ausgewertet werden.

Das Stativ der Kamera wird 1 m vor dem Versuchsstand aufgestellt und zur besseren Ausleuchtung ein Scheinwerfer unterhalb der Kamera platziert. Um Reflexionen im Plexiglas zu vermeiden, wird hinter der Kamera eine schwarze Folie angebracht. In der vorliegenden Arbeit erfolgt die PIV-Analyse mithilfe der Matlab Applikation *PIVlab*.

3 Versuchsdurchführung

In Summe wurden 12 verschiedene Versuche durchgeführt, wobei jeweils die Überlagerungshöhe, die Auflast und der Spießabstand variiert wurden. Die Arbeitsschritte wurden für alle Modellversuche gleich ausgeführt:

- Vorbereiten des Versuchsstands (Schließen der seitlichen Entnahmeöffnungen und der unteren Klappe mithilfe des Portalkranes)
- Bereitstellen der Entleerungskisten unterhalb des Versuchsstandes
- Einbringen der Spieße
- Vorbereiten der Mischanlage
- Mischen des Sandes mit Wasser
- Abwägen der befüllten Kübel und Befüllen des Versuchsstandes
 - Verdichteter Einbau: Den Sand im Versuchsstand durch Treten ca. alle 10 cm verdichten
 - Lockerer Einbau: Auf gleichmäßige Entleerung der Kübel im Versuchsstand achten, um eine möglichst gleichmäßige Dichteverteilung zu erreichen
- Messen der Füllhöhe zur Bestimmung der Einbaudichte

- Positionieren der Kamera mit Stativ für die spätere PIV-Auswertung, Fernauslöser für Kamera vorbereiten und Beleuchtung positionieren
- Kameraeinstellungen überprüfen (Fokus, ISO, Belichtungszeit, Geschwindigkeit der Serienaufnahmen)
- Langsames öffnen der Klappe mithilfe des Portalkrans
- Tritt kein Versagen ein: Vergrößern des Spießabstandes durch symmetrische Verringerung der Spießanzahl (herausziehen der Spieße nach hinten)

Der Versuchsaufbau vor und nach Öffnen der Klappe ist in Bild 5 zu sehen. Die ersten beiden Versuche werden an trockenem Sand durchgeführt. Dabei reicht jedoch der minimale axiale Spießabstand von 16 mm nicht aus, um ein stabiles Gewölbe entstehen zu lassen. Während dem Öffnungsvorgang der Klappe kommt es zu einem Komplettversagen des Tunnelquerschnittes (siehe Bild 5). Durch die Beigabe von 2 % Wasser konnte für weitere Versuche eine „scheinbare“ Kohäsion mobilisiert werden.



Bild 5 Fertig befüllter Versuchsstand und Versagen beim Modellversuch durch Öffnen der Klappe an der Unterseite des Versuchsstandes

4 Versuchsergebnisse

4.1 Versuche mit trockenem Sand

Bei den Versuchen mit trockenem Sand tritt spontanes Versagen während dem Öffnen der Klappe ein, das bedeutet, dass der kleinstmögliche Achsabstand der Spieße von 16 mm nicht ausreicht, um ein tragfähiges Gewölbe zu bilden. Bei diesen Versuchen bildet sich ein trapezförmiger Versagenskörper.

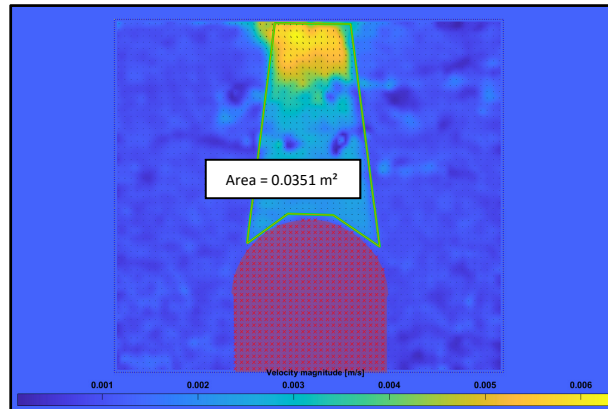


Bild 6 Winkel der seitlichen schrägen Flächen zur Vertikalen ca. 77°

In Bild 6 ist der trapezförmige Versagenskörper beim Öffnen der Klappe ersichtlich. Es sind hier die Geschwindigkeitsvektoren aus der PIV-Auswertung dargestellt. Dabei stellt gelb die höchste Verformungsgeschwindigkeit dar. Blau bedeutet, dass der Boden keine Bewegung erfährt.

4.2 Versuche mit teilgesättigtem Sand

Bei den Versuchen mit teilgesättigtem Sand (2% Wassergehalt) bildet sich ein tragfähiges Tunnelgewölbe aus. Auch die Bruchfigur unterscheidet sich deutlich zu den Versuchen ohne Teilsättigung. Erst durch Erhöhung des Spießabstandes, indem Spieße herausgezogen werden, versagt der Tunnelquerschnitt. Dabei kommt es zuerst zu einem domartigen (Bild 7, links) und bei nicht ausreichender Reibung zu einem kaminartigen Niederbruch (vgl. Feder 1982). Dies ist in Bild 7, rechts ersichtlich. Die PIV-Auswertung dieses Versuches ist in Bild 8 dargestellt.

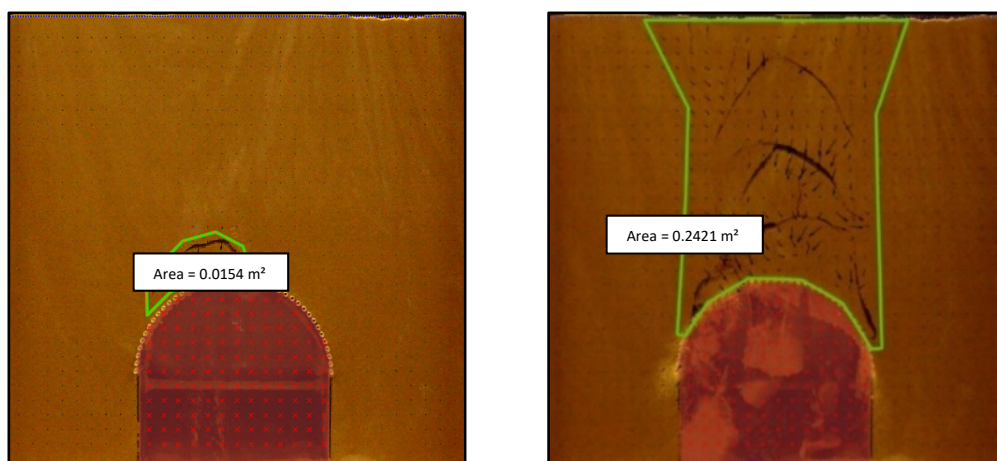


Bild 7 Feinsand, mittlere Einbaudichte $1,5 \text{ g/cm}^3$: Bruchentwicklung am Tunnelquerschnitt. Domartiges Versagen (links) und kaminartiger Niederbruch (rechts)

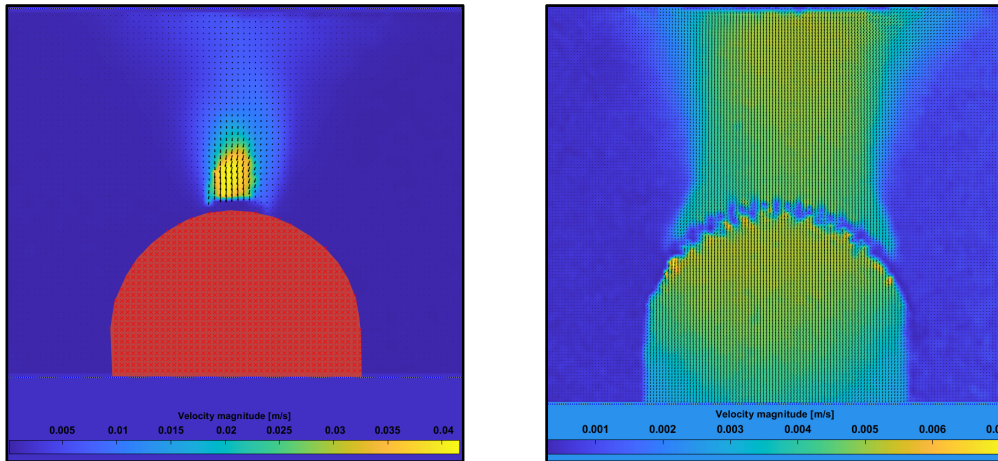


Bild 8 Kiessand, mittlere Einbaudichte 1,6 g/cm³:
Domförmiger Ausbruch am First und Versagen Gesamtquerschnitt

Im Zuge der Modellversuche hat sich die Position der Spieße als wesentlicher Parameter für die Standsicherheit herausgestellt. In Bild 9 ist zu erkennen, dass im Ulmenbereich deutlich größere Spießabstände möglich sind.

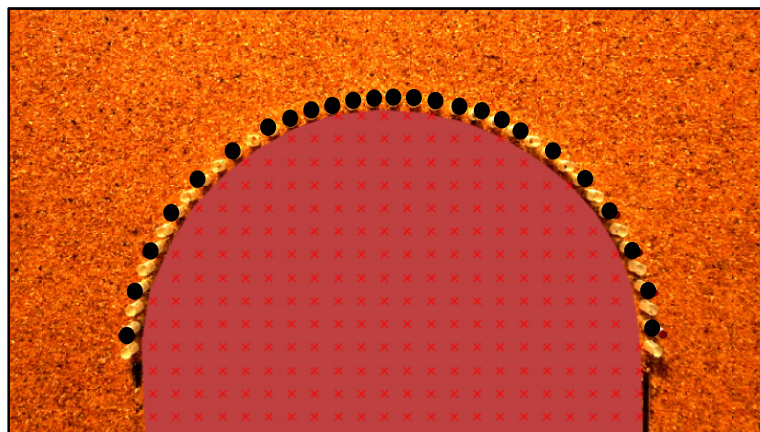


Bild 9 Unterschiedliche Spießabstände am First und im Ulmenbereich
(belegte Spieße in schwarz)

5 Analytische Ansätze

Auf Grundlage der Modellversuche wurde im Anschluss ein analytischer Berechnungsansatz ausgearbeitet, wobei zwischen Zugversagen und Scherversagen unterschieden wurde. Für die Beurteilung des Zugversagens wurde die bereits bekannte Theorie von FEDER (abgewandelt nach SCHMID) verwendet (vgl. Schmid 2003). Die Scherfestigkeit wurde über einen verringerten Erddruckkoeffizienten, gemäß dem Berechnungsansatz von Hewlett und Randolph (1988) ermittelt. Die Bestimmung der maximalen Scherfestigkeit erfolgte mithilfe des Versagenskriteriums nach MOHR-COULOMB.

Dieser Berechnungsansatz diente als Grundlage für die Untersuchung der geometrischen Parameter an realen Tunnelabmessungen. Im Zuge dieser Überprüfungen wurde festgestellt, dass die Position der Spieße, ähnlich wie bei den Modellversuchen, einen deutlichen Einfluss auf den maximal möglichen Spießabstand hat und dieser im Bereich der Ulme deutlich geringer als im Firstbereich sein kann. Auch ein größerer Spießdurchmesser ermöglicht größere Spießabstände, das unter anderem durch eine Verringerung der einwirkenden Scherspannung zu erklären ist. Bei der analytischen Untersuchung der Überlagerungshöhe konnte kein wesentlicher Einfluss auf den maximalen Spießabstand beobachtet werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass eine größere Überlagerung unter anderem mit einer Scherfestigkeitszunahme einhergeht. Der berechnete Einfluss hinsichtlich Überlagerungshöhe ist somit vergleichbar mit den Modellversuchen. Auch hier hatte die Überlagerungshöhe keinen nennenswerten Einfluss auf den Spießabstand. Eine zusätzliche Auflast führte, bei der Untersuchung mit dem analytischen Berechnungsansatz, wie erwartet zu einer Verringerung der Spießabstände. Hingegen wirkte sich eine größere Überlagerung aufgrund der höheren Scherfestigkeit günstig aus und ermöglichte größere Auflasten. Der Tunneldurchmesser hatte bei Untersuchung mit dem analytischen Berechnungsansatz keinen Einfluss auf den maximalen Spießabstand. Im Zuge dieser Arbeit konnte der Einfluss des Tunneldurchmessers nicht experimentell untersucht werden. Hierzu werden in Folgearbeiten numerischen Untersuchungen durchgeführt.

6 Zusammenfassung

Anhand des errichteten Versuchsstandes war es möglich, die Auswirkungen von geometrischen Parametern auf den maximal möglichen Spießabstand zu untersuchen. Dabei hat sich die Lage der Spieße als wichtiger Parameter hinsichtlich des maximalen Spießabstandes herausgestellt. Es wurde beobachtet, dass im Bereich der Ulmen deutlich größere maximale Spießabstände möglich sind. Aufbauend auf den Modellversuchen konnte ein passender analytischer Berechnungsansatz verifiziert werden. In weiterer Folge werden die Versuche numerisch nachsimuliert. Das numerische Modell kann dann anhand der Versuchsergebnisse validiert werden. Durch Variation der geometrischen Randbedingungen und der bodenmechanischen Parameter kann deren Einfluss auf die Spießabstände bestimmt werden.

7 Danksagung

Die Autoren bedanken sich bei der ILF Consulting Engineers Austria GmbH für die finanzielle Unterstützung zur Errichtung des Versuchsstandes.

Literatur

Feder, Georg (1982)

Firstniederbrüche im Tunnelbau. Maßgebende Einflüsse, mögliche Bruchmechanismen, gebirgsmechanische Erfassung. In: *Forschung+Praxis U-Verkehr und Unterirdisches Bauen* (27), S. 52–63

Hewlett, W. J.; Randolph, M. F. (1988)

Analysis of piled embankments. In: *Ground Engineering* (April), S. 12–18.

Schmid, Markus Erich (2003)

Ansätze für die Gewölbewirkung zwischen Rohrschirmrohren. Hochschulschrift. Technische Universität, Graz. Institut für Felsmechanik und Tunnelbau.

Stöckl, Christian (2002)

Numerische Berechnung der Tragwirkung von Rohrschirmen mit PFC. Hochschulschrift. Technische Universität, Graz. Institut für Felsmechanik und Tunnelbau.

Thielicke, William; Stamhuis, Eize J. (2014)

PIVlab – Towards User-friendly, Affordable and Accurate Digital Particle Image Velocimetry in MATLAB. In: *Journal of Open Research Software*, 2014; 2(1):e30. DOI: <http://dx.doi.org/10.5334/jors.bl>.

Digitalisierung und künstliche Intelligenz in der Geotechnik

Wandel vom analogen zum volldigitalen Planungsprozess in der Geotechnik – Beispiel für eine anwendungsorientierte Herangehensweise

Dr.-Ing. Johannes Labenski

Geotechnik, Arcadis Germany GmbH, Griesbachstraße 10, 76185 Karlsruhe

Friedemann Kötzler, M.Sc.

Geotechnik, Arcadis Germany GmbH, Am Kochenhof 10, 70192 Stuttgart

Dipl.-Ing. Sebastian Schnell, Malte Neumann, B.Sc.

Geotechnik, Arcadis Germany GmbH, Europaplatz 3, 64293 Darmstadt

Zusammenfassung

In diesem Beitrag wird der von Arcadis entwickelte *Digital Subsoil Approach* vorgestellt. Es handelt sich dabei um einen „Work-in-Progress“, der die Transformation vom klassischen 2D zum volldigitalen 3D Beratungs- und Planungsprozess in der Geotechnik veranschaulichen soll. Anhand eines Projektbeispiels sollen die Herausforderungen in diesem Prozess, aber auch die Vorteile und gewonnenen Erfahrungen aufgezeigt werden. Insbesondere soll verdeutlicht werden, dass es sich bei diesem Digitalisierungsprozess hauptsächlich um einen problemorientierten Lösungsprozess handelt, bei dem es weder ein „Richtig“ noch ein „Falsch“ gibt. Das Projektbeispiel basiert auf einem Industriebauprojekt, bei dem ein sehr heterogener Baugrund angetroffen wurde. Die Fragestellung machte es für den Projekterfolg erforderlich, dass etablierte Arbeitsprozesse hinterfragt, neue digitale Prozesse entwickelt und eingeführt wurden. Des Weiteren wird auf die sog. *Augmented Reality* eingegangen und wie diese im Punkt Projekttransparenz und einer visuell orientierte Problemlösungsfindung komplett neue Möglichkeiten schafft.

1 Einführung

„Das haben wir schon immer so gemacht“ oder „Das haben wir noch nie so gemacht“ sind sicherlich Sprüche, die jeder Bauingenieur schon einmal gehört hat. Nicht nur im Bauwesen allgemein, sondern zwischenzeitlich auch in der Geotechnik gehören solche Weisheiten zum alten Eisen. In der Geotechnik wurde und wird bis heute auf Grund des

hohen Risikopotentials zuhauf konservativ agiert. In letzter Zeit findet jedoch bei Spezialtiefbauunternehmen und Geotechnischen Ingenieurbüros und Planern ein Umdenken statt und man erkennt, dass sich durch einen sinnvollen Einsatz solcher Methoden, das Baugrundrisiko tendenziell minimieren lässt. Darüber hinaus gehen mit dem Entwicklungsprozess verschiedenste Arbeitsprozess- und Materialoptimierungsansätze einher. Daher gilt allgemein das Kredo, das an dieser Stelle besonders hervorzuheben ist: Digitale Methoden und Anwendungen sind nur dann sinnvoll, wenn sie intuitiv zu bedienen sind.

Zu den Hauptaufgaben des geotechnischen Beraters gehört es Baugrunduntersuchungen zu planen und durchzuführen, auszuwerten und daraus Geotechnische Berichte gem. EC7 zu erstellen. Teil dieser Geotechnischen Berichte ist auch die Darstellung der Baugrunduntersuchungen in Form von z.B. 1D Bohrprofilen sowie 2D Geotechnischen Schnitten. Diese Darstellung und Arbeitsweise wird der zunehmenden Komplexität der Bauprojekte und Randbedingungen sowie den zunehmenden Forderungen nach einer Optimierung der Baukosten und des Materialeinsatzes im Sinne des Nachhaltigkeitsgedankens nicht mehr gerecht. Vielmehr muss auch in der Geotechnik, analog zum Hochbau, ein Umdenken zu einem ganzheitlichen 3D Planungsprozess stattfinden. Das umfasst auch die Darstellung des räumlich stark inhomogenen Mediums „Boden“ in einem 3D Modell. Die räumliche Visualisierung des Baugrunds ermöglicht es allen Projektbeteiligten in die Unbekannte Baugrund hineinzusehen, potenzielle Risiken zu identifizieren und eine optimierte Planung der Gründungsstruktur vorzunehmen. Eigene Erfahrungen zeigen eine deutliche Qualitätssteigerung des Planungsprozesses bei Nutzung digitaler 3D Baugrundmodelle, da insbesondere Projektbeteiligte ohne besondere Sachkunde der Geotechnik einen schnelleren Zugang zu den Problem- und Fragestellungen erhalten. Aufgrund dessen setzt Arcadis neben dem klassischen Baugrundmodell zukünftig vermehrt auf digitale 3D-Baugrund- sowie Berechnungsmodelle.

Es gibt vereinzelt Literatur, die sich mit dem Thema BIM in der Geotechnik [1] [2] [5] [6] [8] auseinandersetzt sowie seit 2018 den Arbeitskreis Digitalisierung in der Geotechnik der DGGT [3] [4]. Allerdings finden sich kaum konkrete Anwendungsbeispiele sowie Erfahrungsberichte aus der Praxis zur Thematik eines ganzheitlichen, volldigitalen 3D Beratungs- und Planungsprozesses in der Geotechnik. Ausnahme bilden Webinare durch das NGI [7]. Gerade für die geotechnische Praxis ist es auch von Interesse, welche Programme sich z.B. für die Erstellung eines 3D Baugrundmodells als nutzbar erweisen bzw. mit welchen Einschränkungen zu rechnen sind. Aus diesem Grund soll mit dieser Veröffentlichung der von Arcadis genutzte *Digital Subsoil Approach* vorgestellt sowie an einem Projektbeispiel die entsprechende Umsetzung aufgezeigt werden. Arcadis möchte mit diesem Beitrag weitere Kollegen ermutigen den Schritt in die digitale 3D Planungswelt zu wagen und ihre Erfahrungen weg vom klassischen 2D- hin zum digitalen 3D Baugrundmodell offen zu teilen.

2 Arcadis Digital Subsoil Approach

Der *Digital Subsoil Approach*, als Prozess in Bild 1 dargestellt, beschreibt einen ganzheitlichen, volldigitalen Ansatz beginnend bei der Datenerfassung, über die Datenverwertung bis hin zum Berichtswesen. Zunächst ist darauf hinzuweisen, dass es sich bei dieser Darstellung nicht um einen in Stein gemeißelten Prozess handelt. Vielmehr handelt es sich um einen auf eigenen Erfahrungen basierenden Prozessablauf, der jedoch projektabhängig zu hinterfragen und anzupassen ist. Der von Arcadis entwickelte Ansatz kann als ein Kreislauf betrachtet werden, dessen Kern eine Cloud ist, in welcher die Daten aus den verschiedenen Schritten abgelegt sind. Dabei muss es sich nicht nur um ein System handeln, vielmehr können verschiedene Cloudsysteme für verschiedene Anwendungszwecke zum Einsatz kommen. Wichtig dabei ist, dass eindeutige Schnittstellen zwischen den verschiedenen Systemen etabliert werden können, um einen reibungslosen Datenaustausch zu gewährleisten.

Am Anfang des Kreislaufes steht die digitale Erfassung der Daten im Feld bzw. auf der Baustelle (vgl. Bild 1 (1)), z.B. mit einem Tablet. Durch die Cloudanbindung erfolgt eine Echtzeitdatenerfassung und gleichzeitige Datensicherung. Da an dieser Stelle die Datenerfassung mit Stift und Papier sowie in den meisten Fällen auch eine notwendige Nachbearbeitung im Büro zumindest teilweise entfallen kann, wird nicht nur die Effizienz gesteigert, sondern auch die Fehleranfälligkeit deutlich reduziert. Zur Datenerfassung in-situ kommen sog. Feldapps zum Einsatz. Auf dem Markt wird man weitestgehend vergeblich nach einer passenden Software suchen. Dabei ist doch die passende Hardware ausreichend verfügbar. Jedoch lässt sich festhalten, dass in jüngster Vergangenheit sowohl große Player als auch kleine Startups im Bereich Geotechniksoftware den Bedarf solcher Tools erkannt haben und somit in näherer Zukunft in diesem Bereich enorme Fortschritte zu erwarten sind.

Die digital erfassten Baugrunddaten liegen in der Cloud und können von dort direkt in eine geologische Modellierungssoftware importiert werden (vgl. Bild 1 (2)), um ein digitales 3D Baugrundmodell zu erstellen. Arcadis nutzt hierfür die Software *Leapfrog Works* der Fa. *Seequent*. Das gesamte Modell muss einer ständigen Qualitätskontrolle unterzogen werden, da das erzeugte Baugrundmodell zwar auf mathematischen sowie statistischen Ansätzen beruht, nicht aber den Sachverstand und die Erfahrung des Geotechnischen Gutachters hat, der letztlich für das Baugrundmodell verantwortlich ist. Eine Qualitätskontrolle kann z.B. über die Bewertung repräsentativer 2D Schnitte, extrahiert aus dem 3D Modell, erfolgen. Bis ein qualitätsgesichertes, nutzbares 3D Baugrundmodell entsteht sind erfahrungsgemäß einige Iterationsprozesse erforderlich.

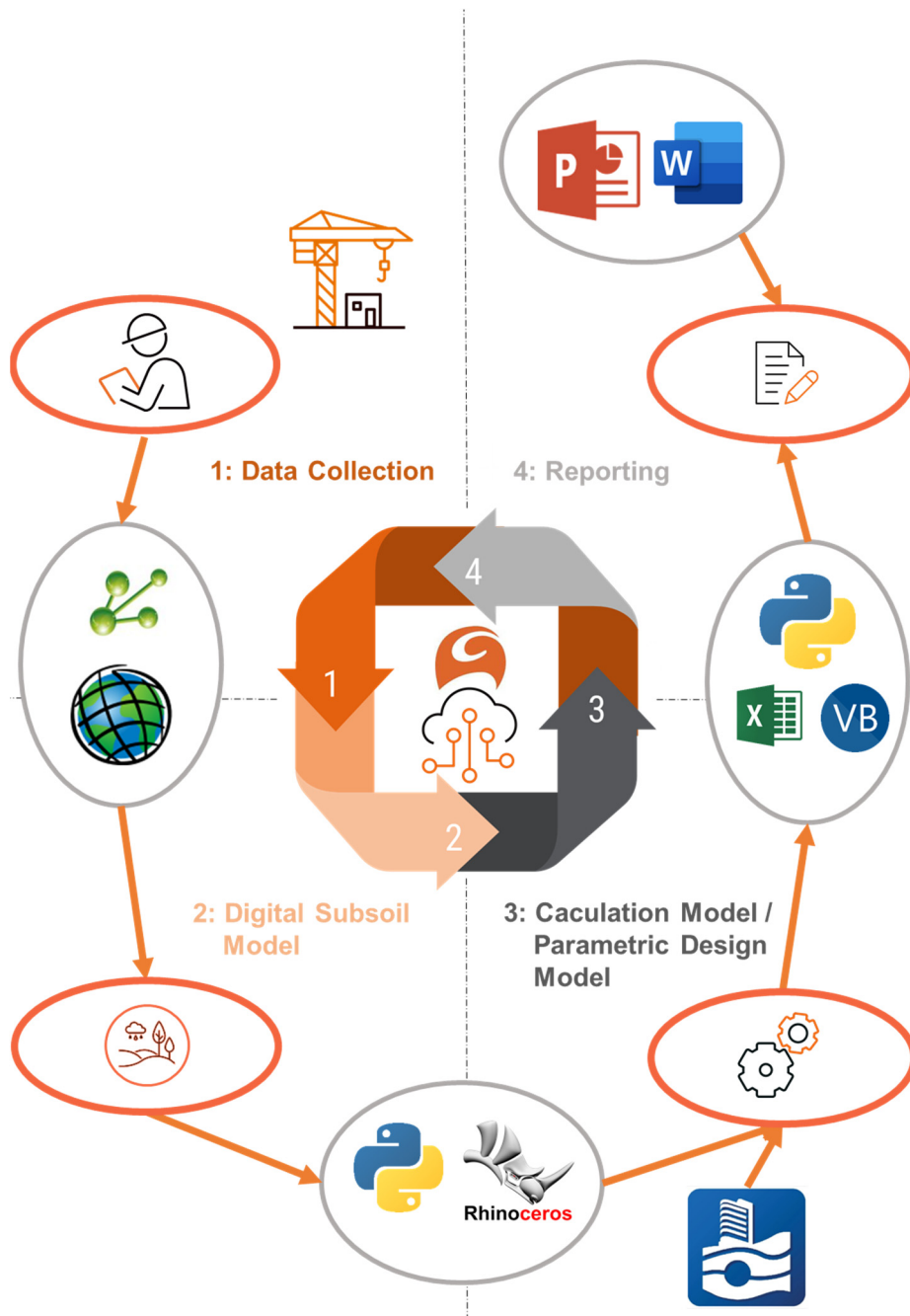


Bild 1: Prozess der *Digital Subsoil Approach*

Im 3. Schritt des *Digital Subsoil Approach* erfolgt eine Überführung des 3D Baugrundmodells in die entsprechenden Berechnungs- bzw. parametrischen Designmodelle (vgl. Bild 1 (3)). Dabei ist zu beachten, dass projektbezogen ggf. auch nur Ausschnitte aus dem Baugrundmodell erforderlich sind, z.B. repräsentative 2D Schnitte. Neben dem geotechnischen und geologischen Sachverstand sollte der bearbeitende Ingenieur insbesondere auch Erfahrung in der Programmierung mit z.B. Python aufweisen, da eine Schnittstelle zwischen den verschiedenen Softwareprodukten oft noch nicht besteht und Eigenentwicklungen erforderlich werden.

Sobald sämtliche Berechnungen abgeschlossen sind, ist es erforderlich die Ergebnisse in Form von Berichten an den Auftraggeber zu übermitteln. Da das Baugrundmodell, die Berechnungsparameter und die Berechnungsergebnisse ohnehin in digitaler Form vorliegen, ist es nur konsequent auch die Erstellung des Berichts weitestgehend zu automatisieren (vgl. Bild 1 (4)). Zum Beispiel über Python, aber auch über VBA Skripte lassen sich automatisiert standardisierte Berichte bzw. Berichtsanlagen produzieren. Auf diese Weise wird nicht nur die Bearbeitungszeit drastisch reduziert, es wird auch die Produktivität der Projektbearbeiter erhöht, da sich diese vollumfänglich auf die fachliche Bearbeitung konzentrieren können. Des Weiteren wird dem Kunden bei solch einer automatisierten Berichterstellung eine gleichbleibend hohe Berichtsqualität zugesichert.

Mit Fertigstellung des Berichts ist ein vollständiger Zyklus des *Digital Subsoil Approach* durchlaufen. Die Ergebnisse können im weiteren Verlauf des Projekts dazu dienen z.B. eine vollumfängliche geotechnische Baubegleitung oder weitere Baugrunduntersuchungen durchzuführen. Damit beginnt ein neuer Zyklus im Prozessablauf, um mit den neu gewonnenen Daten die verschiedenen Modelle weiter zu detaillieren und (Berechnungs-) Ergebnisse ggf. zu überprüfen bzw. zu überarbeiten. Zukünftiges Ziel sollte es zudem sein, auch die mehr und mehr verbauten Sensoren in den Prozess und die Modelle zu integrieren, um einen vollständigen, repräsentativen und glaubwürdigen digitalen Zwilling zu erzeugen, der das Objekt weit über die Bauphase hinaus repräsentiert.

Es wurden hier immer wieder eigens entwickelte Tools und andere automatisierte Prozesse erwähnt. Das Thema Automatisierung sollte an dieser Stelle als eine essenzielle und alles umgreifende Einheit betrachtet werden. Ein digitales 3D Baugrundmodell wird erst dann richtig „fortschrittlich“, wenn alle geotechnischen Daten für eine (teil-) automatisierte Planung genutzt werden können. Beispielhaft können dabei zusätzlich nicht-technische Faktoren (z.B. Kosten) über sog. *Machine-Learning* Algorithmen mit einfließen. Durch die stetige Verbreitung von leicht zu erlernenden Programmiersprachen wie Python oder anderer low-code Applikationen (z.B. Dynamo und Grasshopper), wird es immer einfacher (teil-) automatisierte Planungsprozesse zu entwickeln. Dabei wird eine geotechnische Bauwerksoptimierung in einer frühen Planungsphase möglich. Des Weiteren kann die Baugrundsichtung automatisiert in den Optimierungsprozess mit eingebunden werden. Inwiefern sich daraus weitere Konsequenzen ergeben, müssen von dem verantwortlichen Ingenieur geprüft und transparent mit weiteren Projektbeteiligten kommuniziert werden.

Der *Digital Subsoil Approach* wird stetig weiterentwickelt, neue Tools implementiert und alte Versionen vereinfacht. Somit bleibt festzuhalten:

- Es gibt nicht die eine richtige Lösung und verschiedene Ansätze können qualitativ gleichwertige Ergebnisse liefern.
- Der Prozessablauf kann und muss stetig angepasst, weiterentwickelt und aktualisiert werden. Die Effizienz erhöht sich mit der gewonnenen Erfahrung der Projektbeteiligten. Auf Grund dessen sollten Erfahrungen und Erkenntnisse regelmäßig reflektiert, besprochen und bei Bedarf eingearbeitet werden.

Der hier gezeigte Prozessablauf kann mit großer Wahrscheinlichkeit in seinem vollen Umfang nicht auf ein anderes Unternehmen übertragen werden. Er kann jedoch als ein Leitfaden dienen, eigene Denkprozesse anregen und Ideen liefern, um einen eigenen Digitalisierungsprozess zu etablieren.

3 Augmented Reality

Augmented Reality. Ein Begriff, der in der heutigen Zeit oft in verschiedenen Kontexten erwähnt wird und für viele trotzdem ein Fremdwort darstellt. Auch die Baubranche insbesondere im Bereich Hochbau hat den Mehrwert sog. *AR-Modelle* erkannt und sich zu nutzen gemacht. Wenn man sich jedoch in der Geotechnik umschaute, wird man wenig bis keine Anwendungsansätze finden. Wenn man sich jedoch näher mit dem Thema und den möglichen Potentials durch die *Augmented Reality* beschäftigt, wird schnell klar, dass insbesondere die Geotechnik dafür prädestiniert ist und von so einer Technik profitieren kann. Es stellt sich jedoch unweigerlich jedem interessierten Leser die Frage in welchem Umfang sie zur Anwendung kommen soll und wie eine technische Umsetzung zu realisieren ist. Wie schon zuvor öfters erwähnt, gilt auch hier das Kredo: ein gutes System wird maßgeblich von einer einfachen und intuitiven Steuerung bestimmt.

Grundlegend versteckt sich hinter dem Begriff der Augmented Reality die Idee, auf möglichst einfache und schnelle Weise, geotechnische Bauwerke und Randbedingungen zu visualisieren und eine Schnittstelle für einen interaktiven Optimierungsprozess zu schaffen. Das Modell bezieht sich dabei primär auf das Bauwerk bzw. auf das parametrische Modell an sich. Dem bearbeitenden Ingenieur oder dem Kunden selbst ist es möglich, das Modell in einem beliebigen Maßstab vor sich frei in den Raum oder auf den Schreibtisch zu projizieren. Mobile Endgeräte wie Smartphones oder Tablets ermöglichen dem Anwender sich detailliert durch das Bauwerk oder den Untergrund zu bewegen. Dabei können alle Projektbeteiligte „just in time“ Problemstellen in Form von ungeplanten Überlagerungen des Bauwerks mit der umliegenden Bestandsbebauung erkennen und sofort anzupassen. Der Vorteil dabei ist, dass auch Personen ohne geotechnisches Verständnis Problemstellungen rein visuell erfassen können und vollumfänglich an einer iterativen Bauwerksoptimierung teilhaben können. Dem Bauherrn selbst oder anderen Parteien wird es möglich ein eigenes Optimierungskonzept auszuarbeiten und später mit anderen zu vergleichen. Diese Modelle müssen in einem gesonderten Schritt von einem geotechnischen Sachverständigen auf Plausibilität geprüft werden.

Ein einfaches AR-Modell kann somit den iterativen Entwicklungsprozess des digitalen Baugrund- und Rechenmodells deutlich beschleunigen und vereinfachen da sich neben geotechnischen Sachverständigen auch Fachfremde mit Problemstellungen auseinandersetzen können, die für sie zuvor nicht greifbar waren.

4 Projektbeispiel: Zementsilo

Bei dem Beispielprojekt handelt es sich um die Tiefgründung eines Zementsilos über eine Pfahlgruppe. Das Zementsilo weist einen Durchmesser von ca. 55 m und eine Gesamthöhe von ca. 60 m auf. Das Silo selbst steht mit seinen Silowänden auf einem umlaufenden Ringfundament. Im inneren Bereich des Silos befinden sich drei Abzugsschächte, die unterhalb der Füllung des Silos liegen. Über diese wird der Zement aus dem Silo gefördert. Jeder der drei Schächte weist eine Querschnittsfläche von ca. 4 m x 4 m auf und wird entkoppelt vom Ringfundament ebenfalls tiefgegründet. Bei allen in diesem Projekt ausgeführten Pfählen handelt es sich um verrohrt hergestellte Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 1,0 m.

Eine der Aufgaben während des Planungsprozesses war es die Anzahl der Pfähle so gut es geht zu optimieren, um Herstellungszeit und -kosten zu reduzieren. Durch ein iteratives Vorgehen konnte die Anzahl der Pfähle im Vergleich zum initialen Layout um ca. 15 % auf eine Gesamtanzahl von 270 Bohrpfählen reduziert werden.

Die Auswertung der Bohrungen und Sondierungen ergab, dass der Baugrund vorherrschend aus bindigen Bodenschichten mit geringer Festigkeit und Steifigkeit, einer dicht gelagerten Kiesschicht sowie einer Tonschicht mit einer hohen Festigkeit und darunter mehreren Felsschichten unterschiedlicher Verwitterung besteht, welche auch als Absetzhorizont der Bohrpfähle gewählt wurde. Darüber hinaus ergab die Auswertung, dass es sich um einen sehr inhomogenen Baugrund handelt mit Schwankungen in der tragfähigen Schicht vom mehr als 10 m. Eine gedankliche Herleitung eines Baugrundmodells war annähernd unmöglich, weshalb sich auch in Absprache mit dem Kunden für ein 3D Baugrundmodell entschieden wurde, um:

- eine möglichst genaue Auswertung der Baugrunduntersuchung durchzuführen,
- einen (mehr oder weniger) präzisen Schichtenverlauf unterhalb des Silos abzuleiten,
- genaue Pfahllängen zu ermitteln und die Herstellkosten sowie -zeit zu reduzieren,
- den Einfluss der Pfahllänge und inhomogenen Baugrundsichtung auf das Last-Setzungsverhalten und die zu erwartenden Pfahlschnittgrößen mithilfe der Boden-Bauwerks-Interaktion in Form von 3D FE Berechnungen möglichst realitätsnah abzuschätzen.

Das in Bild 2 (links) dargestellte 3D Baugrundmodell enthält alle vorhandenen Baugrundinformationen und wurde mittels *Leapfrog Works* erstellt. Damit das später hieraus abgeleitete Rechenmodell zuverlässige Ergebnisse liefern konnte, bedurfte die Modellierung einer zusätzlichen Fläche von 200 m x 200 m um das Silo herum. Während eine Interpolation zwischen den Bohrpunkten in Abhängigkeit von den sonstigen Einstellungen in *Leapfrog Works* relativ akkurat ist, ist eine Extrapolation der Baugrundsichten weder zuverlässig noch nach EC7 zulässig. Aus diesem Grund wurden sogenannte „Dummy

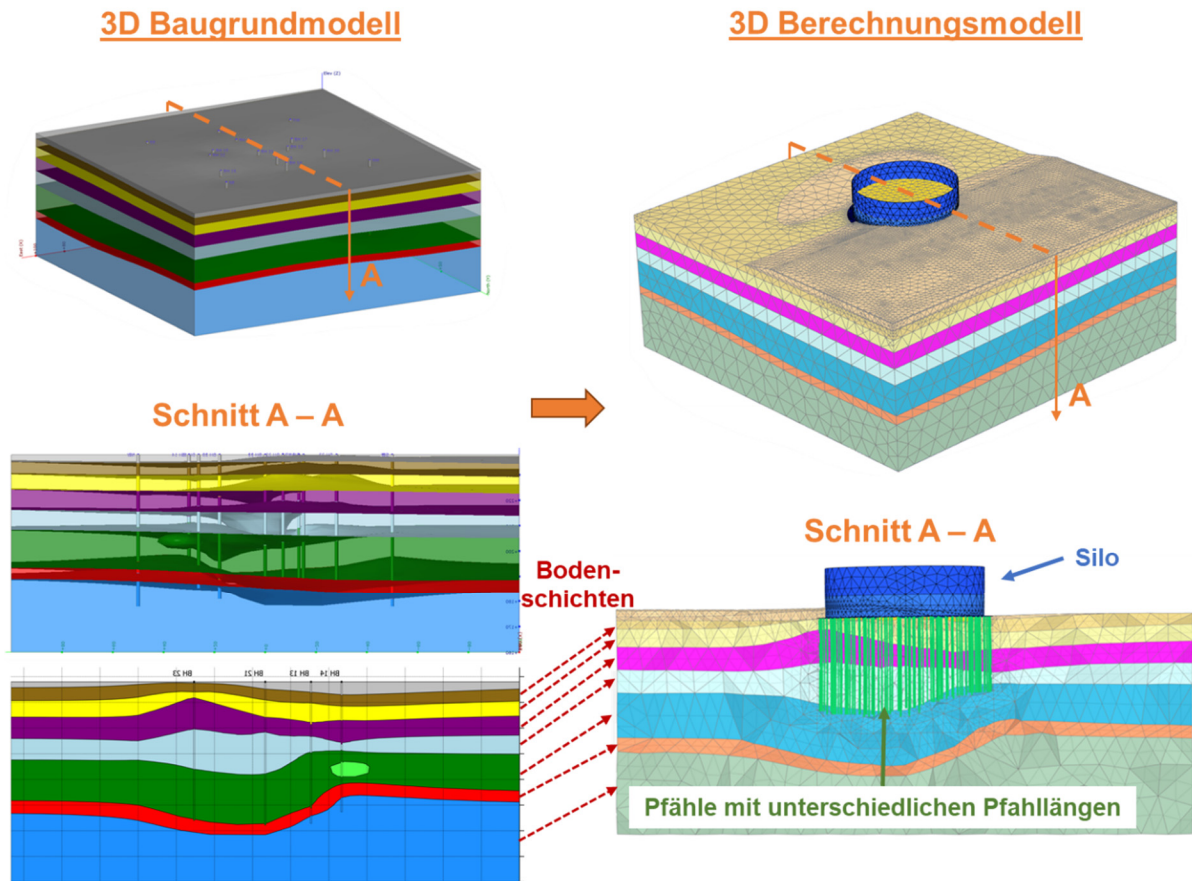


Bild 2: Vergleichende Darstellung des 3D Berechnungsmodells (Leapfrog Works) mit dem 3D Berechnungsmodell (Plaxis)

Bohrungen“ im *Leapfrog* Modell gesetzt, deren Schichtverlauf basierend auf der an der nächsten liegenden Bohrung bestimmt wurde. Somit wurde das Modell zu einem homogenen Schichtenverlauf „gezwungen“. Da für die Boden-Bauwerks-Interaktion das vertikale Pfahltragverhalten maßgeblich war, konnte diese „Vereinfachung der Realität“ hier akzeptiert werden.

An dieser Stelle sollte festgehalten werden, dass es sich bei der Erstellung des 3D Baugrundmodells um einen iterativen Qualitätssicherungsprozess handelt, bei dem der *Leapfrog*-Anwender im stetigen Austausch mit dem verantwortlichen Geotechnik-Ingenieur steht. Der Qualitätssicherungsprozess ist grundsätzlich vergleichbar mit der klassischen Arbeitsweise, bei der eine enge Abstimmung zwischen dem geotechnischen Ingenieur/Berater und dem technischen Zeichner zur Erstellung der 2D Schnitte stattfindet. Der große Vorteil des volldigitalen Ansatzes ist es aber, dass Änderungen quasi unmittelbar in das 3D Baugrundmodell eingearbeitet werden und sämtliche daraus abgeleiteten 2D Schnitte bzw. 3D Ansichten sofort aktualisiert werden, wodurch der allgemeine Arbeitsaufwand deutlich reduziert wird.

Die zuvor erwähnte starke Höhenvarianz der tragfähigen Schicht, machten für jeden der 270 Bohrpfähle eine individuelle Pfahllänge notwendig. Eine Aufgabe, die händisch in diesem Umfang kaum lösbar ist. Daher wurde anhand aus der aus *Leapfrog* exportierten

Punktwolke und einem eigens entwickelten Python-Skript, die individuellen Pfahllängen ermittelt.

Auf Grundlage des digitalen 3D Baugrundmodells sowie der automatisch ermittelten, individuellen Pfahllängen konnte in Plaxis das 3D Berechnungsmodell erstellt werden. Analog zum vorgestellten *Digital Subsoil Approach* ist die Erstellung des Plaxismodells (teil-)automatisiert.

Bild 2 zeigt einen Vergleich zwischen dem 3D Baugrundmodell und dem 3D Berechnungsmodell. Eine vergleichende Auswertung ergibt, dass trotz der teils manuellen Ex- und Importprozesse, wenn überhaupt, nur ein geringer Verlust an Information stattgefunden hat und ein hinreichend genaues Berechnungsmodell erzeugt werden konnte. Des Weiteren sind in Bild 2 die mit einem Python-Skript ermittelten, individuellen Pfahllängen zu sehen, die alle, wie vorgegeben, 1 m in die tragfähige Schicht einbinden sollen.

Der Output aus den *Plaxis*-Berechnungen beinhaltet neben dem Last-Setzungsverhalten auch sämtliche Pfahlschnittgrößen für die innere Bemessung sowie die äußeren Standsicherheitsnachweise. Die Schnittgrößen werden durch ein eigens entwickeltes Python-Skript vollständig automatisiert extrahiert, sämtliche Kenngrößen bestimmt (z.B. die Federsteifigkeiten), umfangreich visuell aufgearbeitet und final automatisiert in einer Anlage eines Berichts zusammengefasst. Dabei wird der Arbeitsaufwand auf ein Minimum reduziert und gewährt gleichzeitig eine immer gleichbleibende Qualität der Ergebnisdarstellung.

Anhand dieses Projekts konnten folgende Erfahrungen und Erkenntnisse gesammelt und erarbeitet werden:

- Um ein nutzbares digitales 3D Baugrundmodell zu erzeugen, müssen zunächst, basierend auf den Baugrundaufschlüssen, sinnvolle Vereinfachungen der angesprochenen Baugrundsichten in Abstimmung mit den involvierten Geologen, Geotechnik Ingenieuren sowie *Leapfrog* Anwendern durchgeführt werden.
- Partiiell müssen in das 3D Baugrundmodell sog. „Dummy Bohrungen“ eingeführt werden, um einen bestimmten Schichtenverlauf zu erzwingen. Dies ist insbesondere dann notwendig, wenn zu wenig Baugrundaufschlüsse vorhanden sind bzw. wenn die Bereichsgrenzen des Modells, z.B. zur Erzeugung eines Berechnungsmodells, erweitert werden müssen. Für diesen Eingriff ist geologischer bzw. geotechnischer Sachverstand und entsprechende Erfahrung notwendig.
- Zwischen den verschiedenen Modellen und Programmen besteht oftmals keine direkte Schnittstelle. Es ist dringend zu empfehlen, dass die Schnittstellen in einer frühen Projektphase etabliert werden, z.B. über selbst entwickelte Python-Skripte.
- Ein volldigitaler Planungsprozess kann Herstellzeiten und -kosten reduzieren. Mit einem präzisen 3D Baugrundmodell können beispielhaft bereits in der Planung mehrere hundert Bohrpfahlmeter eingespart werden.

5 Zusammenfassung

Dieser Veröffentlichung konnte der aufmerksame Leser entnehmen, dass die Digitalisierung auch vor der Geotechnik keinen Halt macht. Daher gilt: wer nicht mit der Zeit geht, wird mit der Zeit gehen. Eine allgemeine Empfehlung wie und in welchem Umfang digitale Methoden zum Einsatz kommen gibt es (noch) nicht. Daher sind die immer mehr veröffentlichten positiven Erfahrungsberichte maßgebend für eine rasche Weiterentwicklung verantwortlich und bieten Gedankenansätze in verschiedenste Richtungen. Dabei sollte festgehalten werden, dass ein sinnvoller Einsatz digitaler Methoden immer von dem jeweiligen Projekt und der individuellen Situation abhängig ist.

In dieser Veröffentlichung wurde einführend der von Arcadis eingesetzte *Digital Subsoil Approach* vorgestellt. Dieser Ansatz ist nicht in Stein gemeißelt und sollte projektabhängig hinterfragt und stetig weiterentwickelt werden. Anhand eines Projektbeispiels wurde zudem die praktische Umsetzung dieses Prozesses und die damit einhergehenden Vorteile, aber auch die Herausforderungen aufgezeigt. Die daraus gewonnenen Erfahrungen, die wiederum zukünftig in den Prozess einfließen werden, können wie folgt zusammengefasst werden:

- Die Entwicklung eines digitalen 3D Baugrundmodells ist nicht trivial. Neben einer entsprechenden Datengrundlage spielt die Erfahrung und Expertise der entsprechenden Sachbearbeiter eine wichtige Rolle. Insbesondere der Qualitätssicherungsprozess nimmt im Vergleich zu den klassischen 2D Schnitten einen höheren Stellenwert ein, da das 3D Modell rein visuell eine gewisse Richtigkeit suggeriert. Es sind i.d.R. mehrere Iterationsschritte notwendig, bis ein qualitätsgesichertes Baugrundmodell erzeugt wurde.
- Im Vergleich zum klassischen 2D Ansatz ist der initiale Aufwand zur Einführung eines digitalen 3D Ansatzes hoch. Neben spezieller Software müssen auch die Sachbearbeiter eine entsprechende fachliche Ausbildung und ein entsprechendes Interesse aufweisen. Allerdings zahlt sich dieser erhöhte Aufwand schnell aus, da Projekte nicht nur effizienter, sondern auch mit einer höheren Qualität bearbeitet und abgeschlossen werden. Gerade in großen Infrastrukturprojekten wird durch die zunehmende Forderung des Einsatzes von BIM Methoden die Digitalisierung der Arbeitsprozesse und -weise nicht mehr aufzuhalten sein, sodass geotechnische Berater und Planer lieber früher als zu spät entsprechende Transformationsprozesse anstoßen sollten.
- Insbesondere die Nutzung von 3D Baugrundmodellen unterstützt enorm die Kommunikation mit fachfremden Projektbeteiligten. Die Unbekannte *Baugrund* wird auf diese Weise greifbar und verständlich. Aber auch für die eigentlich Projektarbeit des Geotechnischen Ingenieurs ist dieses Modell von enormer Bedeutung, da

gerade in größeren Projekten bzw. Projekten mit komplizierten Baugrundbedingungen der Einsatz eines 3D Baugrundmodells die Informationsverarbeitung stark unterstützt und erleichtert. Das vorgestellte Projektbeispiel wäre ohne den Einsatz eines 3D Baugrundmodells nicht erfolgreich abgewickelt worden.

- Der Einsatz verschiedener Programme und Tools setzt eine intuitive Bedienung dieser voraus. Viele dieser Programme, darunter auch einige *Platzhirsche*, die heutzutage im Zusammenhang mit der Digitalisierung eingesetzt werden, verfügen über sehr viele Funktionen, sodass oft eine langwierige Einarbeitung notwendig ist. Dadurch verringert sich die Wahrscheinlichkeit, dass diese Programme durch den normalen Nutzer eingesetzt werden. Gerade selbst entwickelte Tools und Skripte sollten daher dem *Minimum Viable Product* (MVP) Ansatz folgen, um eine entsprechend große Akzeptanz unter den Nutzern herzustellen.
- In der Regel besteht keine (gut) funktionierende Schnittstelle zwischen den verschiedenen Modellen. Je nach eingesetzter Software und Projektanforderungen müssen Schnittstellen z.B. über eigene Python-Skripte selbst entwickelt werden. Diese Schnittstellen sollte möglichst frühzeitig im Projektverlauf etabliert werden.

Arcadis möchte mit diesem Beitrag weitere Kollegen ermutigen den Schritt in die digitale 3D Planungswelt zu wagen und ihre Erfahrungen weg vom klassischen 2D- hin zum voll-digitalen 3D Beratungs- und Planungsprozess offen zu teilen.

Literatur

[1] BFA Spezialtiefbau, (2019)

BIM in ground engineering: Technical Position Paper of the Federal Department of Ground Engineering in the German Construction Industry Federation (Hauptverband der Deutschen Bauindustrie e.V. Bundesfachabteilung Spezialtiefbau).

[2] Henke, S., Erbers-Ernst, J., Rust, M. & Schäferhoff, G. (2020)

Das BIM-Baugrundmodell im Kontext des BIM-Gesamtmodells - Testmodellerstellung unter Einbeziehung zahlreicher Fachgewerke, Kolloquium "Digitalisierung in der Geotechnik - Von der Entwicklung zur Anwendung eines digitalen Baugrundmodells", 23.01.2020, Hannover, Germany: BAW (Bundesanstalt für Wasserbau).

[3] Molzahn, M., Bauer, J., Henke, S., Tilger, K., (2021)

Das Fachmodell Baugrund. Empfehlungen des Arbeitskreises 2.14 der DGGT „Digitalisierung in der Geotechnik“, geotechnik (44) Heft 1, S. 41-51.

- [4] Molzahn, M., Bauer, J., Henke, S., Tilger, K. (2021)
Entwicklungsstufen und Attribuierung des Fachmodells Baugrund. Empfehlungen des Arbeitskreises 2.14 der DGGT „Digitalisierung in der Geotechnik“, geotechnik (44) Heft 3, S. 209-218.
- [5] Möller, O. & Mathutka, K.-P. (2018)
BIM in der Geotechnik, Konzeptpapier, Hochschule 21, Buxtehude: Technical Report Nr. 10.
- [6] Nappa, V., Ventini, R., Ciotta, V., Asprone, D., de Silva, F., Fabozzi, S. (2019)
A new frontier of BIM process: Geotechnical BIM, Reykjavik, Iceland, 01-06 September 2019, 7p.: Proceedings of the XVII ECSMGE-2019.
- [7] Norwegian Geotechnical Institute (2020)
BIM for GeoScience Webinars,
<https://www.ngi.no/eng/Services/Technical-expertise/BIM>
- [8] Tawelian, L. & Mickovski, S. (2016)
The implementation of geotechnical Data into the BIM process: Procedia Engineering (143) 734-741.

Einsatz der künstlichen Intelligenz und numerischen Optimierung zum geotechnischen Entwurf im Spezialtiefbau

Dr.-Ing. Luan Nguyen, Dipl.-Ing. Fadi Haddad

BAUER Spezialtiefbau GmbH, BAUER-Str. 1, 86529 Schrobenhausen

1 Einführung

Das geotechnische Entwerfen ist eine besondere Aufgabe, zum großen Teil, weil die charakteristischen Werte für Einwirkungen sowie Bodenkennwerte nur mit Wahrscheinlichkeit bestimmt werden können. Dafür wird generell mit Normen geregelt, dass Teilsicherheitsbeiwerte für Beanspruchungen und Widerstände in den Grenzzustand der Tragfähigkeit einbezogen sind. Im Grundzustand der Gebrauchstauglichkeit sind die Teilsicherheitsbeiwerte prinzipiell nicht betrachtet. Es ist hier ein vordefinierter Grad der Verformung bzw. Verschiebung einzuhalten. Bei geotechnischen Bauwerken ist im Prinzip die Phase der Ausführung kritisch für die Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit, wenn die Beobachtungsmethode durch Messtechnik bei sensitiven Bauwerken nach einer Forderung des Auftraggebers oder einem Vorschlag des geotechnischen Planers zunehmend eingeführt worden sind.

Bei der Ausführung von Baugrubensicherungen durch Verbauwände wird das Messen der Wandverformungen ein wichtiger Bestandteil der Sicherheitskontrolle. Messdaten von Verformungen der Wand durch Inklinometermessungen stehen auch für das Rückrechnen der Bodenkennwerte zur Verfügung. Die durch Messdaten unterstützte Methode zum geotechnischen Entwurf wurde von Peck (1969) vorgeschlagen. Diese Methode wurde dann weiterentwickelt und in Normen, z. B. im Eurocode 7 als Beobachtungsmethode, aufgenommen. Zur Unterstützung der Entscheidungsfindung wurden zusätzliche Überlegungen angestellt, z. B. die Hinzufügung der Zuverlässigkeitsbedingung zur Beobachtungsmethode in Verbindung mit der Verwendung einer probabilistischen Optimierungsmethode (Pross und Johansson 2017).

Rückrechnen, entweder händisch oder durch ein Computerprogramm, ist ein wichtiger Bestandteil der Beobachtungsmethode. Ziel des Rückrechnens ist es, die Größe der Bodenkennwerte, durch Minimierung des Unterschieds zwischen dem modellierten Systemverhalten und der gemessenen Daten abzuschätzen. Die ausgewählten Arten von Messdaten sind vom System abhängig. Bei Baugrubenabschlüssen sind horizontale Verformungen der Wand und manchmal auch Setzungen auf Geländeoberfläche unmittelbar oberhalb der Baugrube am häufigsten gemessen. Ziel des Rückrechnens ist letztlich eine sicherere und wirtschaftlichere Konstruktion des geotechnischen Bauwerks.

Ein anderes Thema, das zur Reduzierung der Konstruktionskosten beitragen könnte, ist die Nutzung der numerischen Optimierung im geotechnischen Entwurf. Optimierung in der Geotechnik deutet in der Forschung auf ein gutes Potenzial zum Einsparen von Baumaterial (Kinzler und Grabe 2009; Seitz und Grabe 2016). In der Praxis hat die Anwendung von Optimierung z. B. ein gutes Beispiel bei der Optimierung von Ankerlagen der Verbauwand (Meier 2019) gegeben, ist aber im Allgemeinen immer noch eine Herausforderung für verbreitete Nutzungen im geotechnischen Entwurf. Ein numerischer Algorithmus hilft bei dem Suchvorgang nach einer optimalen Lösung unter Berücksichtigung der vorgegebenen Ziele und Randbedingungen des Entwurfs. Hinsichtlich der gegenseitigen Ziele im statischen Entwurf ist eine multikriterielle Optimierungsmethode gegenüber einer Einzielloptimierung besser geeignet. Im statischen Entwurf eines Bauwerks wird oft eine Anforderung ans Systemverhalten wie z. B. Verformungen oder Setzungen gegeben. Genauso wichtig sind die Kosten der Konstruktion, die auf dem entworfenen Tragwerk zurückzugreifen sind. Ein Entwurf, der die Anforderungen ans Systemverhalten erfüllt und die geringsten Kosten verursacht, wird in der Regel bevorzugt. Der Suchvorgang nach optimalen Lösungen hinsichtlich mehrerer Ziele ist genau die Zielsetzung eines multikriteriellen Optimierungsalgorithmus.

Die Durchführung von sowohl Rückrechnen als auch Optimierung ist zeitaufwendig, weil mehrere Hunderte oder Tausende Evaluierungen des Berechnungsmodells nötig werden. Die Anwendung von Maschinellem Lernen (ML) in der Geotechnik kann dabei helfen, den erwähnten Rechenaufwand deutlich zu reduzieren. Der Einsatz von ML in der Geotechnik begann schon früh mit der Verwendung von Regressionsmodellen, Kriging-Modellen oder neuronalen Netzen zum Lösen der Kurven-Fitting Aufgaben, für die gemessene oder simulierte Daten verwendet werden, um ein Vorhersagemodell für die Verwendung in Planung und Ausführung zu erstellen. Im Gegensatz zur Lösung herkömmlicher inverser Probleme, in denen ein physikalisch basiertes Modell als Vorwärtsmodell benötigt wird (Nguyen 2017), lernt ML meist allein aus Daten. Die häufigsten Anwendungen von ML in der Geotechnik sind die Vorhersage von geologischen Veränderungen, Boden- oder Gesteinsparametern und der Leistung der Baumaschinen. Das von einem Computer durchgeführte Kurven-Fitting durch Minimierung einer vordefinierten Zielfunktion ist vom Typ "überwachtes Lernen". In der Geotechnik wird ML vielleicht am häufigsten beim Tunnelbau mit einer Tunnelbohrmaschine eingesetzt (Sheil et al. 2020; Marcher et

al. 2020), wo in der Regel enorme Mengen an Datenaufzeichnungen zur Verfügung stehen.

Im vorliegenden Beitrag wird gezeigt, wie im Allgemeinen Optimierungsalgorithmus und die ML Methode im Spezialtiefbau bei dem Rückrechnen und Optimierung des statischen Entwurfs helfen können. In den folgenden Abschnitten werden die grundlegenden Konzepte und beispielhafte Anwendungen vorgestellt.

2 Methode

2.1 ML Modell als Ersatzmodell

Der Gauß-Prozess (GP) ist eine effiziente statistische Modellierungsmethode für Regressionsprobleme, indem sowohl die Trainingsdaten als auch die Prognosen durch die Gauß-Verteilung dargestellt bzw. abgebildet werden. Dies hat den Vorteil, dass eine vorherige Unsicherheit in den Daten in den Modellbildungsprozess einbezogen werden kann, indem eine Rauschvarianz σ_n^2 hinzugefügt wird.

Die posteriore Vorhersage wird durch Konditionierung der gemeinsamen prioren Gauß-Verteilung auf die Trainingsdaten (X, f) erhalten. Angesichts der Testeingabe X_* wird die Ausgabe aus der Gauß-Verteilung $p\{f_*|X_*, X, f\} \sim \mathcal{N}(\bar{f}, \text{cov}(f_*))$ gezogen, wobei Mittelwert und Kovarianz des Gauß-Prozesses nach den Gleichungen (1) und (2) beschrieben werden (Williams und Rasmussen 2006)

$$\bar{f}_* = K(X_*, X)(K(X, X) + \sigma_n^2 I)^{-1}y, \quad (1)$$

$$\text{cov}(f_*) = K(X_*, X_*) - K(X_*, X)K(X, X)^{-1}K(X, X_*). \quad (2)$$

Die Kovarianzmatrizen $K(X, X)$ setzen sich aus der Kovarianz zwischen den Paaren aller möglichen Trainingsinputs X zusammen. Die Kovarianzfunktionen, die im Kontext von GP als Kernel bezeichnet werden, bilden die Grundlage für die Beschreibung der zu lernenden Funktion. Das Kernel und ihre anfänglichen Hyperparameter müssen sorgfältig ausgewählt werden, um die im Trainingsdatensatz identifizierten Gesamttrends zu beschreiben. Die endgültigen Werte für diese Hyperparameter sind die Ergebnisse des Modelltrainingsprozesses. Es wird darauf hingewiesen, dass die obige Gleichung die Inversion der Kovarianzmatrix $K(X, X)$ beinhaltet. Diese Matrixinversion kann bei der Verarbeitung großer Trainingsdatensätze zu Berechnungsproblemen führen.

Der Prozess zur Erstellung des Metamodells ist im Bild 1 dargestellt. Nach erfolgreichem Training und Validierung kann das Metamodell für Anwendungen wie Sensitivitätsanalyse, Rückrechnen und numerische Optimierung des statischen Entwurfs verwendet werden.

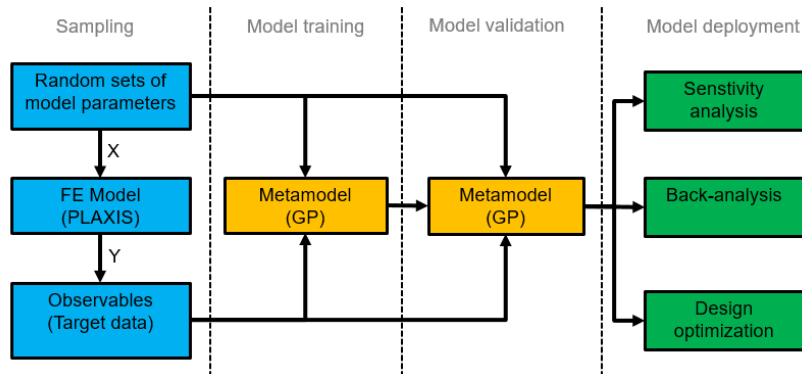


Bild 1 Metamodellbildungsprozess einschließlich Training und Validierung. Die Trainings- und Validierungsdaten werden durch das FE-Modell generiert.

Als Beispiel können wir ein GP Modell trainieren, um die Abbildung von Bodenparametern zu den horizontalen Verschiebungen der Verbauwand zu erstellen. Die Modelleingaben umfassen die Steifigkeits- und Festigkeitsparameter einer geschichteten Bodenstratigraphie. Das Metamodell wird mit 250 zufälligen Datenpunkten trainiert. Die erreichte Modellgenauigkeit beträgt 99,5 %. Bild 2 zeigt eine sehr gute Übereinstimmung der Wandverschiebungen der Metamodellvorhersagen mit denen des FE-Modells. Die Berechnungszeit, die für eine Evaluierung der Wandverschiebungen anhand eines gegebenen Satzes von Bodenparametern benötigt wird, reduziert sich von etwa 4 Minuten bei dem FE-Modell auf nur 1 Millisekunde bei dem Metamodell. Es wird darauf hingewiesen, dass die für die Modellvalidierung verwendeten Datensätze nicht für das Modelltraining verwendet wurden.

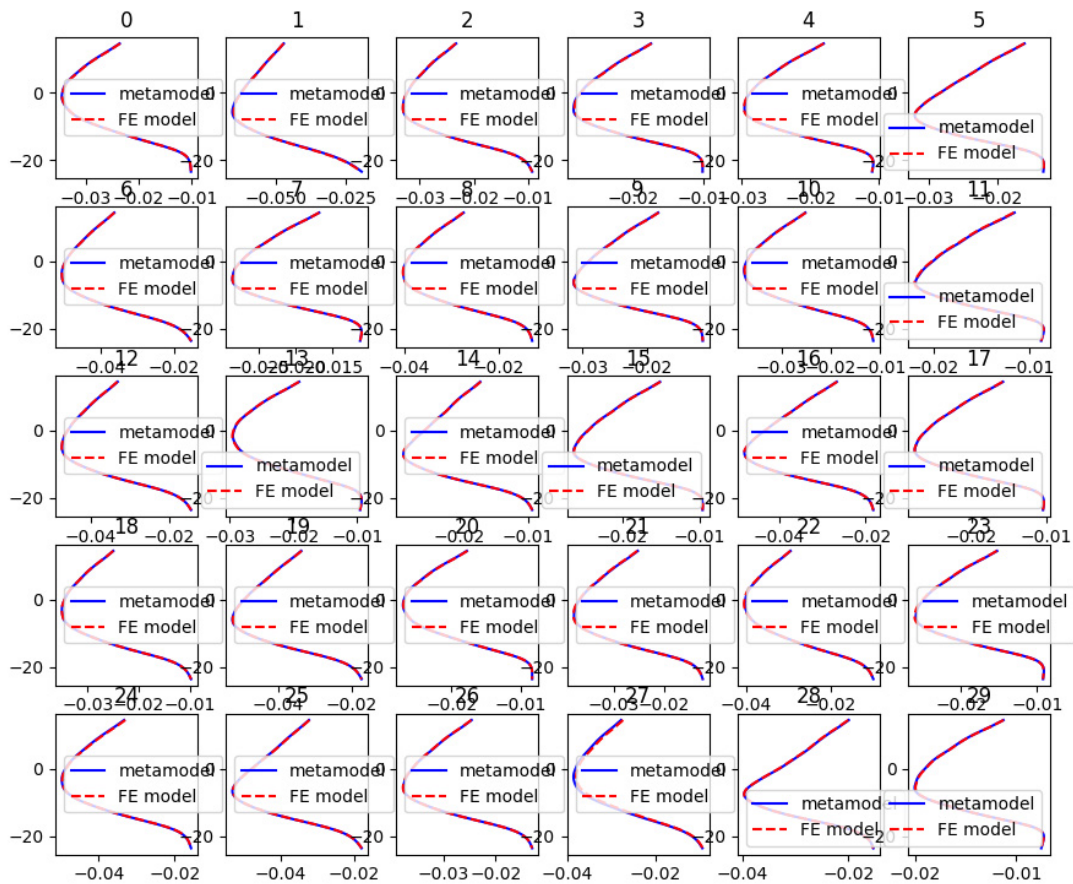


Bild 2 Vergleiche zwischen den mit dem FE-Modell berechneten Wandverformungen und den mit dem Metamodell vorhergesagten Wandverformungen für 30 beliebige Sätze von Bodenparametern.

2.2 Rückrechnen

Nehmen wir an, dass die gemessenen Daten, z. B. die Wandverschiebung, in einer bestimmten Bauphase $u_{i,j}^{obs}$ sind, wobei i die i -te Komponente der gemessenen Größe und j die j -te betrachtete Bauphase bezeichnen. Das Berechnungsmodell, entweder FE oder ein alternatives Modell, liefert die entsprechend berechneten Werte $u_{i,j}^{cal}(\theta)$ bei einem Satz von Bodenparametern θ . Eine Zielfunktion nach Methode der kleinsten Quadrate kann dann mit folgendem Ausdruck bewertet werden:

$$\chi(\theta) = \sum_{i,j} \left(u_{i,j}^{obs} - u_{i,j}^{cal}(\theta) \right)^2. \quad (3)$$

Die Wahl der zu messenden Größen und des Messortes muss im Vorfeld sorgfältig erörtert werden. Im Falle von Verbauwänden sind die am häufigsten beobachteten Größen Wandverschiebungen, die entlang der Tiefe der Wand an einem kritischen Abschnitt ge-

messen werden. Die Wahl der zu untersuchenden Bodenparameter hängt von dem verwendeten Stoffgesetz und den Ergebnissen der Sensitivitätsanalysen ab. Bei der Wahl des Stoffgesetzes sollte man beachten, dass das Modell die tatsächlichen Messdaten wiedergeben kann. Die Nutzung von einem fortgeschritten elastisch-plastischen Stoffgesetz mit dem „small-strain stiffness“ Verhalten wird bei der Berechnung von Baugrubenabschlüssen empfohlen.

Es wird ein Verlauf des Rückrechnens durchgeführt, um einen Satz von Bodenparametern θ zu finden, so dass die Misfit-Gleichung (3) minimiert wird. Die meta-heuristische Optimierung wird allgemein als effizient für eine solch globale Suche nach Bodenparametern angesehen. Gegenwärtig verwenden wir für diese Aufgabe den Algorithmus der Partikelschwarmoptimierung (PSO) (Eberhard und Kennedy 1995). Der Verlauf des Rückrechnens wird mit unserem hauseigenen Programm MONIMAN, wie im Bild 3 dargestellt, gemanagt.

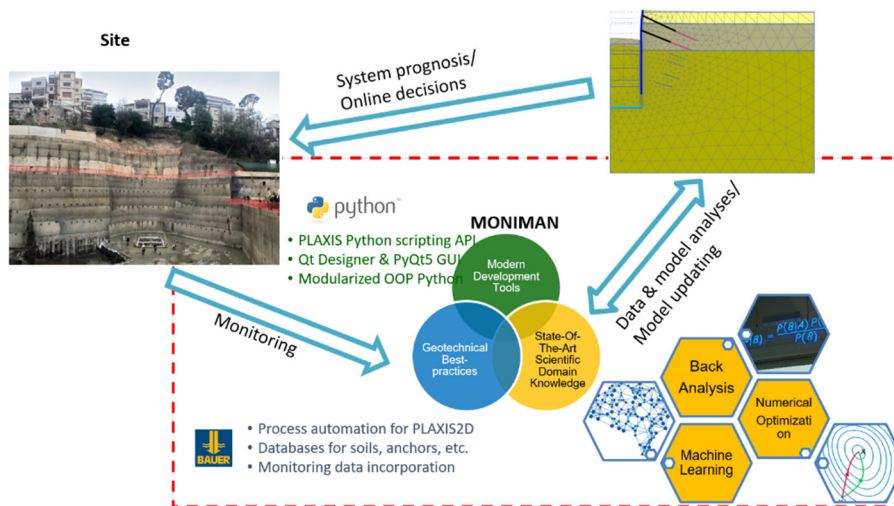


Bild 3 Rückrechnens-Workflow mit notwendiger Datenanbindung und numerischer Berechnung

Durch Rückrechnen können dann genauere Kenntnisse der Bodenparameter bei der aktuellen Ausführungsphase gewonnen werden. Das FE Berechnungsmodell oder das Metamodel mit aktualisierten Bodenparametern ist dann in der Lage, das Verhalten der Verbauwand für die nächsten Ausführungsphasen besser zu prognostizieren. Ein Frühwarnsystem kann als ein regelbasiertes System oder ein KI-System eingeführt werden. Das Ziel des Frühwarnsystems ist, mit den Betreibern auf der Baustelle rechtzeitig und effektiv die Prognose zu übergeben. Es ist von großer Bedeutung, wenn die Prognose eine Gefahr der Überschreitung der Verformung der eigenen Verbauwand oder des benachbarten Gebäudes zeigt.

2.3 Multikriterielle Optimierung

Wir befassen uns mit Mehrzieloptimierungsproblemen, bei denen mehr als ein Ziel an einem optimalen Entscheidungsprozess beteiligt ist. Im Gegensatz zu Einzieloptimierung gibt es bei einem Mehrzieloptimierungsproblem keine einzelne beste Lösung für alle Ziele. Eine beste Lösung für ein Mehrzielproblem wird nur in Abhängigkeit von anderen Zielen in Bedeutung gebracht.

Unsere hausinterne Entwurfsoptimierung zielt darauf ab, die beste Wahl der wichtigsten strukturellen Parameter zu treffen und dabei die angestrebten Sicherheits- und Leistungsanforderungen einzuhalten, während gleichzeitig die Ausführungskosten so niedrig wie möglich gehalten werden. Der Optimierungsprozess wird als Mehrzieloptimierung formuliert. Er wird numerisch gelöst, indem der Suchraum der Entwurfsparameter in Kombination mit den erforderlichen Zielfunktionen erkundet wird, um zu optimierten Lösungen zu gelangen. Alle undurchführbaren Entwürfe müssen durch die Anwendung von Nebenbedingungen in der Optimierung ausgeschlossen werden. Die Natur dieses so genannten inversen Problems ist schwierig zu lösen. Eine der effektiven Methoden zum Lösen eines Mehrzieloptimierungsproblems ist der „Non-dominated sorting algorithm“ (NSGA-II Algorithmus) (Deb et al. 2002). Bild 4 zeigt die Verbindungen zwischen dem Workflow-Manager, dem Berechnungsmodell und der numerischen Optimierung.

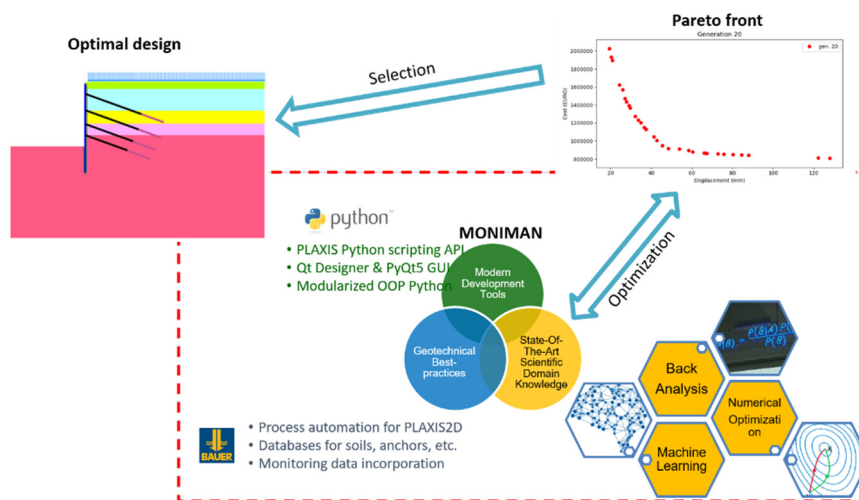


Bild 4 Optimierungs-Workflow mit enger Verbindung zwischen dem Berechnungsmodell und dem Optimierungsverfahren

Der komplexe Optimierungsworkflow wird von unserem hauseigenen Workflow-Management-Programm MONIMAN abgewickelt. Das Programm basiert auf Python und kann agil angepasst werden, wenn sich neue Designanforderungen ergeben. Durch den Einsatz von künstlicher Intelligenz in unserem Werkzeugkasten wird die Zeit bis zur Lieferung der Optimierungsergebnisse stark verkürzt werden. Die Standardschritte bei Optimierung eines Entwurfs ist wie im Bild 5 zusammengestellt.

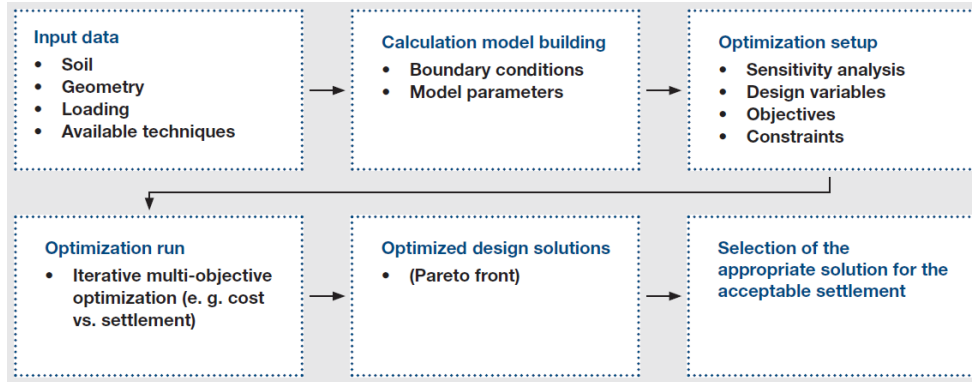


Bild 5 Standardschritte bei der automatisierten Entwurfsoptimierung

3 Beispiele

3.1 Rückrechnen am Beispiel TRACK Quartier Trog F, Berlin

Eine Baugrube in Berlin (Bild 6) wurde instrumentiert. Wir interessieren uns für den rot markierten Wandabschnitt, wo Messungen von Ankerkraft und Wandverformungen durch Kraftmessdose und Inklinometer gegeben sind. Auch die Grundwasserspiegel innerhalb und außerhalb der Baugrube wurden während der Bau- und Aushubarbeiten aufgezeichnet. Während der Bauarbeitszeit der Baugrubensicherung von circa 3 Monaten, hat der Wasserspiegel außerhalb der Baugrube zwischen +30,2 mNN und +30,9 mNN geschwankt.

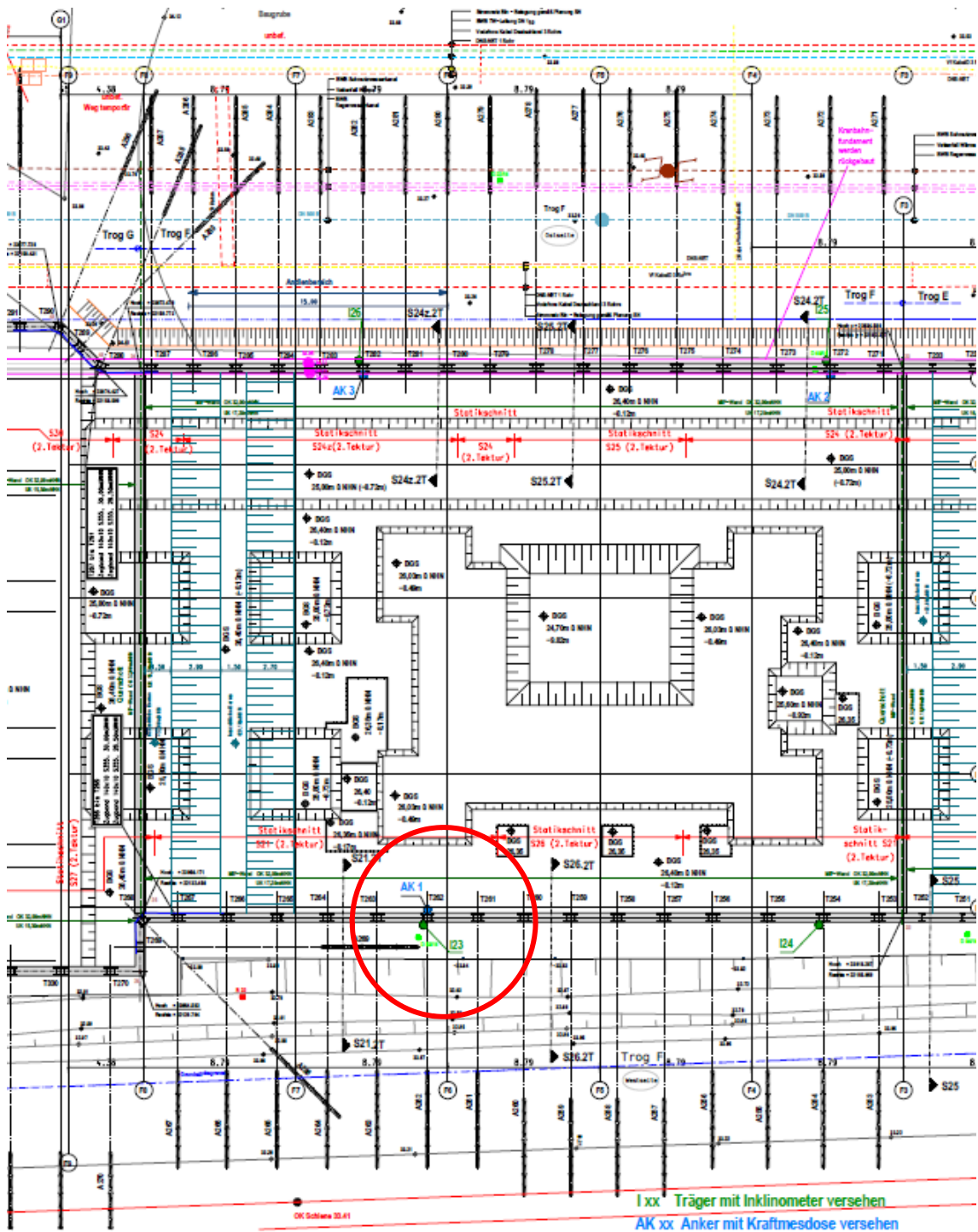


Bild 6 Monitoring Plan bei der betrachteten Baugrube

Der Baugrund besteht aus Berliner Sanden mit unterschiedlichen Lagerungsdichten. Es wurde eine MIP-Wand von einer Stärke 55 cm mit eingesteckten Trägern ausgeführt. Die Wand wurde durch eine Ankerlage, wie im Bild 7 dargestellt, gestützt. Zusätzlich wurde

innerhalb der Baugrube eine Bodenstabilisierung für eine Schichtdicke von 6 m durchgeführt. Eine Weichgelsohle wurde für die Wasserhaltung ausgeführt.

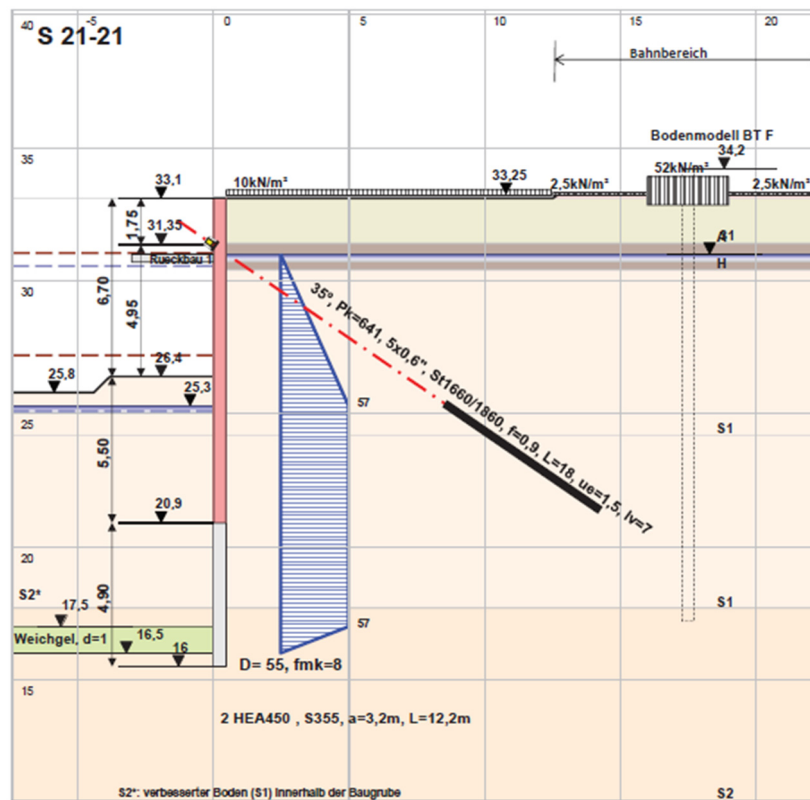


Bild 7 Details zum Baugrubenschnitt

Im Vorfeld des Rückrechnens wurde eine Sensitivitätsanalyse durchgeführt, um nur die wichtigsten Bodenparameter je betrachtete Bodenschicht auszuwählen. Als Ergebnisse wurden dann der Kompressionsbeiwert für Steifigkeit ν_e und der inneren Reibungswinkel φ aller Sandschichten außer dem obersten Sand zum Rückrechnen ausgewählt. Auch der stabilisierte Block innerhalb der Baugrube wurde zum Rückrechnen mitberücksichtigt.

Ein Berechnungsmodell wurde in PLAXIS2D mit dem Stoffgesetz Hardening Soil small-strain erstellt. Damit die Anzahl von Steifigkeitsparametern beim Rückrechnen verringert wird, wurden die Verhältnisse $E_{50}^{ref} = E_{oed}^{ref}$ und $E_{ur}^{ref} = 3E_{50}^{ref}$ durchaus unverändert beibehalten. Der Schermodul bei kleinen Dehnungen wird durch $G_0^{ref} = (E_{ur}^{ref} / 2,4) (E_{dyn} / E_{sta})$ berechnet. Die Verhältnisse zwischen dynamischer Steifigkeit und statischer Steifigkeit sind bei den vordefinierten Werten von 4,9 bis 5,9 und werden während des Rückrechnens nicht geändert.

Ein GP Metamodell wurde trainiert und beim Rückrechnen als Berechnungsmodell benutzt, um den Verlauf des Rückrechnens zu beschleunigen. Der PSO Algorithmus wurde für die Minimierung der Zielfunktion eingesetzt. Die durch Rückrechnen erzielten Wand-

verformungen sind im Bild 8 eingezeichnet. Im Vergleich zu den gemessenen Verformungen ist eine gute Übereinstimmung besonders in der letzten Aushubphase erzielt worden.

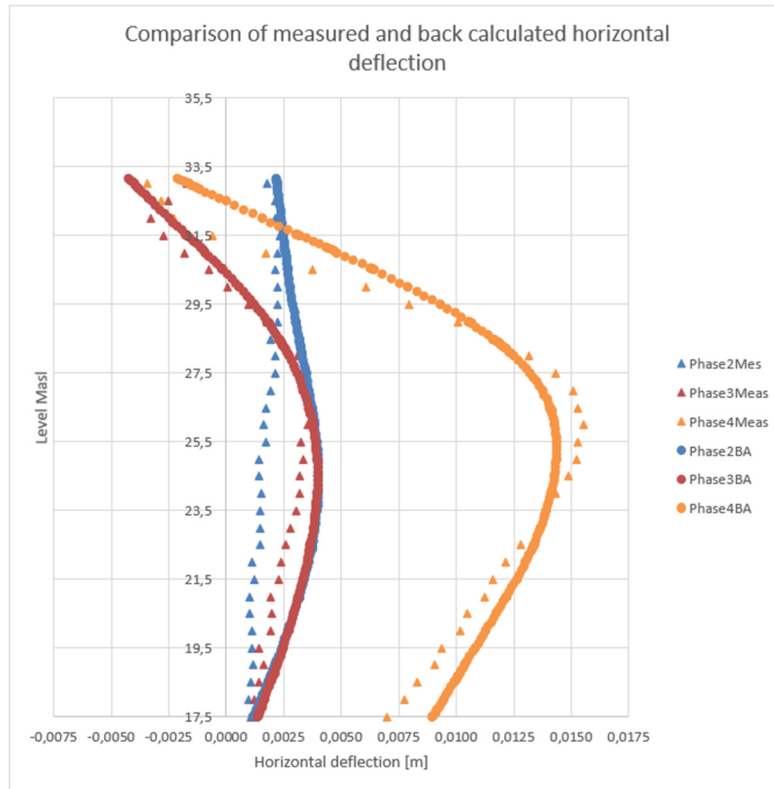


Bild 8 Rückgerechnete Wandverformung (durchgehende Linien) im Vergleich zu gemessenen Daten (Punkte)

3.2 Optimierung der Ankerlagen am Beispiel Corniche Beautification, Katar

Eine Baugrubensicherung wird als rückverankerte überschnittene Bohrpfahlwand angeboten. Die Pfähle haben einen Durchmesser von 900 mm. Der Anstand zwischen den bewehrten Pfählen beträgt 1300 mm. Die Aushubtiefe des betrachteten Schnitts beträgt bis zu 20 m. Die Verbauwand wird mit Ankern vierfach gestützt.

Grundwasser befindet sich gerade unterhalb der Geländeoberfläche. Innerhalb der Baugrube wird Grundwasser schrittweise während der Aushubphasen abgesenkt. Der Baugrund ist ziemlich günstig, mit Bodenschichten und Bodenparametern wie in Bild 9 und Bild 10 dargestellt.

Stratum	Made Ground/ Residual Soil	Weathered Simsima Limestone	Simsima Limestone	Midra Shale	RUS formation
Bulk Unit Weight	18.0	19.0	21.0	20	19
Intact UCS (MPa)	--		14.0	8.0	10.2
ϕ , degrees	30	32	47	41	35
c , kPa	0	0	70	52	75
E_m (MPa)	28	150	1100	600	450
Poisson's Ratio (ν)	0.3	0.3	0.2	0.2	0.2
Lateral Earth Pressure Coefficient					
At rest (K_0)	0.5	0.47	0.7	0.7	0.7
Active (K_a)	0.333	0.307	--	--	--
Passive (K_p)	3.25	3.25	--	--	--

Bild 9 Bodenkenngröße für den statischen Entwurf der überschnittene Bohrpfahlwand

Im Bild 10 sind die Lagen der Anker zu sehen. In diesem Beispiel werden die Berechnungen direkt bei PLAXIS2D evaluiert. Damit der Zeitaufwand gering bleibt, sind hier nur die Ansatzpunkte der Anker zu optimieren, während alle anderen zu den Ankeren gehörenden Parameter wie Neigungswinkel, Litzenzlängen und Vorspannungen unverändert sind.

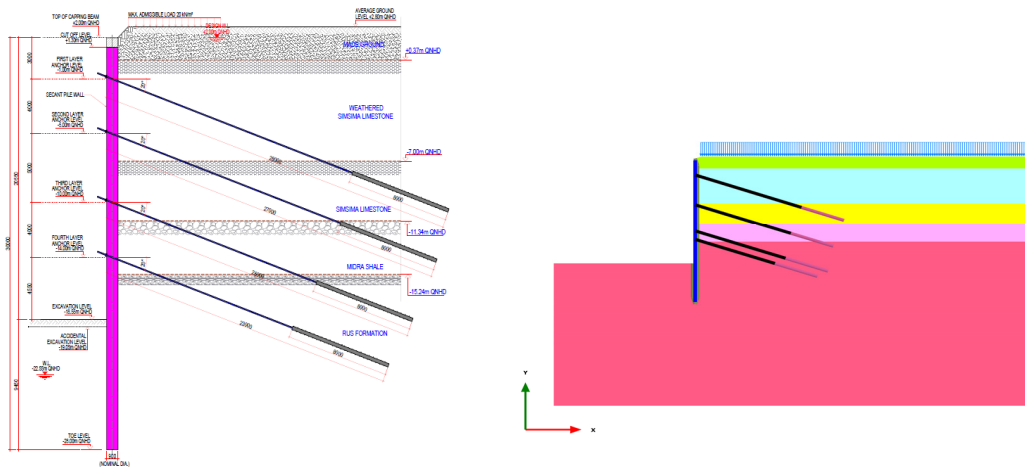


Bild 10 Anfangsansatzpunkte von Ankerlagen (links) und die Darstellung von Ankeransatzpunkten der optimierten Lösung (rechts)

Die Aufgabe der Optimierung ist es, die Bewehrung der Verbauwand durch Optimierung der Anordnung von Ankerlagen zu optimieren. Die Anpassung der Berechnungsphasen anhand der Höhe der Ansatzpunkte musste automatisiert werden, denn mit jeder aktualisierten Anordnung der Ankeransatzpunkte sollten dann die vorübergehenden Aushubtiefen und die Tiefen der Wasserhaltung angepasst werden.

Ergebnisse der Optimierung sind im Vergleich zu denen von einem Statiker entworfenen in Tabelle 1 dargestellt.

Tabelle 1 Ergebnisse der Optimierung der Ansatzpunkte von vier Ankerlagen

Ankerlage	Ansatzpunkte vom Statiker (m QNHD)	Optimierte Ansatzpunkte (m QNHD)
A1	-1	-1,01
A2	-5	-7,30
A3	-10	-12,95
A4	-15	-14,75

Im Vergleich zu den von einem Statiker entworfenen Ansatzpunkten, sind bei den optimierten Ankerlagen die Ansatzpunkte von den Ankerlagen A2 und A3 jeweils 2,3 m und 2,95 m tiefer verlegt worden. Der Ansatzpunkt von der Ankerlage A1 bleibt ungeändert und der von der Ankerlage A4 ist um 0,25 m höher angebracht. Es ist dann sinnvoll, die Ankerlagen A3 und A4 in eine einzige Ankerlage zu kombinieren in dem eine Verstärkung von Litzenwiderstand angesetzt wird.

Die optimierte Lösung von Ankeransatzpunkten hat ebenfalls auch eine positive Auswirkung bei der Stahlbetonbemessung der Pfähle. Die gesamte Menge von Bewehrungsstahl hat sich durch die Optimierung um 23% reduziert. Der Standsicherheitsnachweis durch Phi-C Reduktionsverfahren ergibt eine Steigerung des äußeren Standsicherheitsfaktors von 1,63 auf 1,72.

3.3 Optimierung von Schottersäulen am Beispiel Wassertank, Saudi-Arabien

Eine Gründung wird für einen Wassertank von Durchmesser 50 m angeboten. Der Baugrund ist mit weichem Ton und locker gelagertem Sand in den ersten 15 m gekennzeichnet. Schottersäulen werden als eine günstige Maßnahme der Baugrundverbesserung betrachtet.

Die Verbesserungsfaktoren für den mit Schottersäulen verbesserten Boden werden nach der Methode von Priebe (Priebe 1995) berechnet. Die Gesamtbaukosten für den Bodenverbesserungseinsatz setzen sich aus den Kosten für Kies, den Arbeitskosten und den Kosten für die Mobilisierung der Baugeräte zusammen. Die Ziele des Optimierungsproblems sind Minimierung der Oberflächensetzungen und die Minimierung der Gesamtbaukosten. Die Entwurfsvariablen sind die Tiefe und der rechteckige Rasterabstand von Schottersäulen.

Das Ergebnis des Optimierungsverlaufs nach 20 Generationen wird im Bild 11 dargestellt. Im Vergleich zu der von einem Statiker entworfenen Lösung sind die von NSGA-II konvergierten Lösungen vorteilhaft. Zum Beispiel, bei einer gleichen Setzung von 16,6

cm sind die Gesamtbaukosten der optimierte Entwurfslösung um 6% eingespart. Die Einsparung der Baukosten der ausgewählten Lösung liegt daran, dass die Tiefe und der Rasterabstand bei der optimierten Lösung reduziert sind. Wie im Bild 11 dargestellt, sind bei der optimierten Lösung die Tiefe auf 15,48 m und der Rasterabstand auf 1,85 m angesetzt. Bei der von einem Statiker entworfenen Lösung sind jedoch die Tiefe und der Rasterabstand jeweils 17,5 m und 1,9 m. Wenn man dann noch 1,0 cm Setzung zulässt, kann man zusätzlich 8% zu den Gesamtbaukosten sparen.

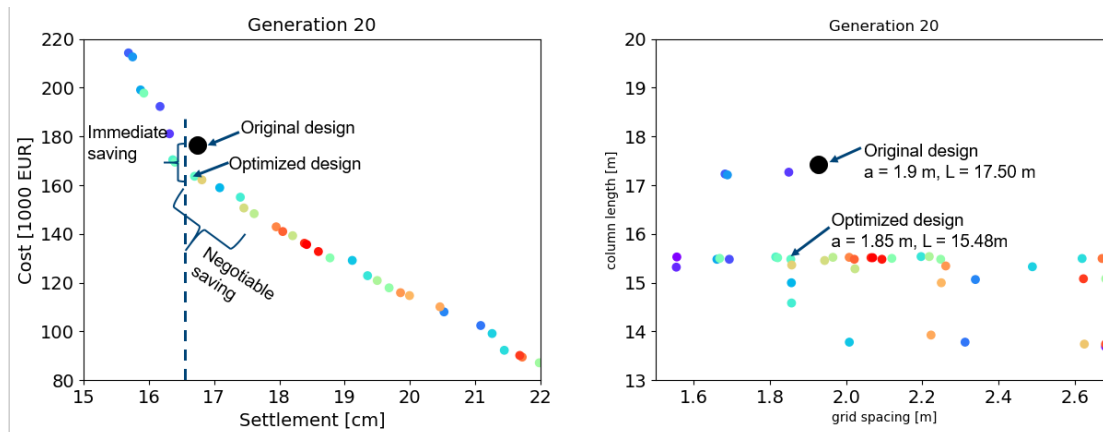


Bild 11 Alle optimierten Lösungen nach 20 Iterationen des NSGA-II Algorithmus dargestellt im Bereich der Ziele (links) und Bereich der Entwurfparameter (rechts). Der schwarze Punkt ist die von einem Statiker entworfene Lösung.

4 Zusammenfassung

Wir haben in diesem Beitrag aufgezeigt, dass KI und Optimierungsmethoden einige schwierigen und zeitaufwendigen Tätigkeiten beim geotechnischen Entwurf helfen können. Technische Voraussetzungen für erfolgreiche Einsätze sind ein hoch automatisiertes Workflow-Management Programm und eine vollständig digitalisierte Datenerfassung und -übertragung. Kontinuierliches (Online) Monitoring und Prognosen in einem Frühwarnsystem haben großes Potenzial, mögliche Risiken bei der Ausführung früh zu erkennen und rasche Anpassungen des statischen Entwurfs und deren Durchführung umzusetzen. Im Hinblick auf Nachhaltigkeit kann numerische Optimierung eine große Rolle spielen, um Ressourcen wie Baumaterial und CO₂- Emissionen einzusparen.

Literatur

Peck, R. B. (1969)

Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. *Geotechnique*, 19(2), 171-187

- Spross, J., & Johansson, F. (2017)
When is the observational method in geotechnical engineering favourable? *Structural Safety*, 66, 17-26
- Meier, J. (2019)
Automatisierte Optimierung von Baugrubensicherungen. Vorträge zum 26. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium. Technische Universität Darmstadt, 2019, 19-30
- Kinzler, S., & Grabe, J. (2009)
Entwurf geotechnischer Konstruktionen unter Anwendung der multikriteriellen Optimierung. Aktuelle Entwicklungen bei der Anwendung numerischer Verfahren in der Geotechnik, 31-46
- Seitz, K. F., & Grabe, J. (2016)
Three-dimensional topology optimization for geotechnical foundations in granular soil. *Computers and Geotechnics*, 80, 41-48
- Nguyen, L. T. (2017)
Inference of ground condition in mechanized tunneling via inverse analysis using sequential Bayesian filtering, PhD thesis, Ruhr-Universität Bochum.
- Eberhart, R., & Kennedy, J. (1995)
A new optimizer using particle swarm theory. In *MHS'95. Proceedings of the Sixth International Symposium on Micro Machine and Human Science*, IEEE, 39-43
- Williams, C. K., & Rasmussen, C. E. (2006)
Gaussian processes for machine learning (Vol. 2, No. 3, p. 4). Cambridge, MA: MIT press
- Sheil, B. B., Suryasentana, S. K., Mooney, M. A., & Zhu, H. (2020)
Machine learning to inform tunnelling operations: recent advances and future trends. *Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Smart Infrastructure and Construction*, 1-22
- Marcher, T., Erharter, G. H., & Winkler, M. (2020)
Machine Learning in tunnelling—Capabilities and challenges. *Geomechanics and Tunneling*, 13(2), 191-198
- Deb, K., Pratap, A., Agarwal, S., & Meyarivan, T. (2002)
A fast and elitist multiobjective genetic algorithm: NSGA-II. *IEEE transactions on evolutionary computation*, 6(2), 182-197
- Priebe, H. J. (1995)
The design of vibro replacement. *Ground engineering*, 28(10), 31

Simulation von Düsenstrahlsohlen zur Beurteilung der erreichbaren Ausführungsqualität

Prof. Dr.-Ing. Ulrich Trunk

Institut Bauingenieurwesen, Fachbereich Geotechnik, Fachhochschule Nordwestschweiz

Prof. Dr. Martin Christen, Dr. Matus Gasparik

Institut Geomatik, Geoinformatik und Computergraphik, Fachhochschule Nordwestschweiz

Dipl.-Ing. Dr. techn. Clemens Kummerer

Keller Europe Division, Offenbach

1 Einleitung

In den letzten 20 Jahren hat das Düsenstrahlverfahren für die Herstellung von Sohlen deutliche Entwicklungen und Verbesserungen erfahren. Dies ist vereinfacht zusammengefasst, auf eine Verbesserung der Qualitätssicherung mit zugehörigen Messungen und die Art der Ausführung zurückzuführen. Hier sind besonders Verfahrensentwicklungen zur Erzielung größerer Säulendurchmesser zu nennen sowie verbesserte Methoden zur Bestimmung der Reichweite des Düsenstrahls. Waren bis Mitte der 1990er Jahre in Sanden und Kiesen Säulendurchmesser von 2,50 m bis 2,80 m der Stand der Technik, werden heute Säulendurchmesser von 4,00 m und mehr erreicht. Dies hat zu einer deutlichen Verbesserung der Ausführungsqualität von Düsenstrahlsohlen geführt (Trunk und Breitensprecher, 2004).

So könnte man annehmen, dass weitere Untersuchungen und Entwicklungen zum Thema Ausführungsqualität nicht erforderlich sind. Mit erweiterten Möglichkeiten der Modellierung von Säulengeometrie, Bauablauf und Baugrund kann für den Entwurf von Sohlen der Einfluss unterschiedlicher Parameter auf die zu erwartende Zuverlässigkeit mit verbesserten Methoden zur Simulation des Herstellablaufs realistischer abgebildet und genauer untersucht werden.

2 Maßgebende Parameter

2.1 Bohrabweichungen der Spülbohrungen

Einen wesentlichen Einfluss auf die erreichbare Absperrung gegenüber zutretendem Grundwasser haben die sich bei Abteufen der Spülbohrungen einstellenden Bohrabweichungen. Hier wird in einem ersten Entwurf eines Säulenrasters bei einem sandigen oder sandig-kiesigen Baugrund häufig eine mittlere Bohrabweichung von 1.0% angesetzt.

In der aktuellen Fassung der europäischen Norm für das Düsenstrahlverfahrens EN 12716 ist geregelt, ab welchen Bohrtiefen und in welcher Häufigkeit die Bohrabweichungen durch Messungen zu ermitteln sind.

Auf Basis der bei der Ausführung gemessenen Bohrabweichungen und Analyse möglicher Bereiche mit nicht ausreichendem Überschnitt der DSV-Säulen können sogenannte Tastbohrungen und Zusatzsäulen ausgeführt werden.

2.2 Abweichungen am Bohransatzpunkt

Im Zuge der Messung der Bohrabweichung kann auch die Abweichung des Bohransatzpunktes von der Solllage auf Höhe der Arbeitsebene gemessen werden. Die im Abschnitt 6 vorgestellten Auswertungen haben gezeigt, dass dieser Parameter bei guter Qualität der Einmessung der Bohransatzpunkte einen untergeordneten Einfluss hat.

2.3 Säulendurchmesser

Eine Messung oder Bestimmung des erreichten Säulendurchmessers bei jeder herzustellenden Säule ist mit einem zeitlich und wirtschaftlich vertretbaren Aufwand nach wie vor nicht möglich, auch wenn es hierzu schon sehr viele Anstrengungen, Überlegungen und Entwicklungen gegeben hat. Zur Verfügung stehen Messverfahren, wie sie bei der Ausführung von Probesäulen angewendet werden.

Neben den Herstellparametern Umdrehungsgeschwindigkeit und Ziehgeschwindigkeit des Gestänges sowie dem eingesetzten Düsenstrahlssystem, u.a. Pumpendruck und -durchfluss, Anzahl, Art und Durchmesser der Düsen hat der Baugrund maßgebenden Einfluss auf den erreichbaren Säulendurchmesser.

2.4 Baugrund

Es ist bisher mit den zur Verfügung stehenden Baugrunderkundungsmethoden und dem Umfang an Untersuchungen nicht möglich, den Baugrund und die Schwankungsbreite der Eigenschaften auch innerhalb eines Homogenbereichs an jeder Stelle zu bestimmen. Die Verwendung der Informationen aus punktuellen Aufschlüssen und Ergebnissen aus Probesäulen sind Grundlage der Planung, mit Annahmen zum Verlauf der Baugrundeigenschaften zwischen den Aufschlüssen.

Bei Anwendung der aus Probesäulen abgeleiteten Herstellparametern in ausreichend homogenen Baugrundsichten bzw. Homogenbereichen kann man davon ausgehen, dass die bei Herstellung von Probesäulen festgestellten Säulendurchmesser mit ausreichend geringen Schwankungsbreiten erreicht und eingehalten werden. Signifikante Änderungen der Zusammensetzung des Rückflusses gäben Hinweise auf Änderungen des erreichten Säulendurchmessers.

Von verschiedenen Autorengruppen wurden Modelle entwickelt, um den Einfluss der Baugrundeigenschaften auf die erreichbaren Säulendurchmesser zu beschreiben und aus Baugrunduntersuchungen abzuleiten, u.a. von Modoni et al. (2006), Flora et al. (2013), Ochmański et al. (2015), Tinoco et al. (2016). Mit entsprechender Kalibrierung der Modelle können diese zu einer verbesserten Einschätzung der erreichbaren Säulendurchmesser und deren Schwankungsbreite führen.

Bisher ist man in der Regel auf Erfahrungswerte, basierend auf ausgeführten Projekten, der Kenntnis der Baugrundsituation und der Ergebnisse von Probesäulen angewiesen. Es verbleibt jedoch eine entsprechende Streubreite, die sowohl bei der Ausführung als auch Modellierungen oder Simulationen berücksichtigt werden muss.

3 Anforderungen an die Restwassermengen

Wenn keine statische Funktion erforderlich ist, wird die Qualität einer Düsenstrahlsohle in der Regel über die geförderte Restwassermenge beurteilt. Hierzu wurden (in den 1990er Jahren und danach) relativ einfache Kriterien aufgestellt, so z.B. eine zulässige Restwassermenge von 1,5 l/s und 1.000 m² benetzter Wand- und Sohlfläche.

Überschreitungen der Restwassermenge führen häufig zu Diskussionen und Auseinandersetzungen über die Ursachen und notwendige Maßnahmen zur Reduzierung der Restwassermenge und den damit verbundenen Kosten.

Bei dem oben definierten Kriterium für die zulässige Restwassermenge gehen die mit zunehmender Tiefenlage und Wasserspiegeldifferenz höheren Anforderungen an die Systemdurchlässigkeit der Düsenstrahlsohle nicht ein. Die zulässige Fehlstellenfläche

nimmt bei Anwendung des o.g. Kriteriums bezogen auf die Sohlfläche mit zunehmender Tiefenlage der Sohle ab, die Anforderungen an die Ausführung jedoch deutlich zu.

4 Modelle für die Simulation von Düsenstrahlsohlen

4.1 Streuende Größen

Das aufzustellende Modell für Düsenstrahlsäulen wird vorwiegend durch streuende geometrische Größen bestimmt. Dies sind die Bohrabweichungen, untergeordnet die Abweichungen am Bohransatzpunkt und die Streuungen der Säulendurchmesser, wobei vorausgesetzt wird, dass bei jeder herzustellenden Säule die vorgegebenen Herstellparameter eingehalten werden. Hinzu kommen Ansätze zur Beschreibung streuender Baugrundeigenschaften.

4.2 Vorhandene Modelle

Die Entwicklung von Programmbibliotheken und zunehmende Leistungsfähigkeit von PCs haben die Entwicklung von Modellen zur Berechnung der Zuverlässigkeit von Düsenstrahlkubaturen gefördert, u.a. Modoni et al. (2016), Pan et al. (2017), Tinoco et al. (2016).

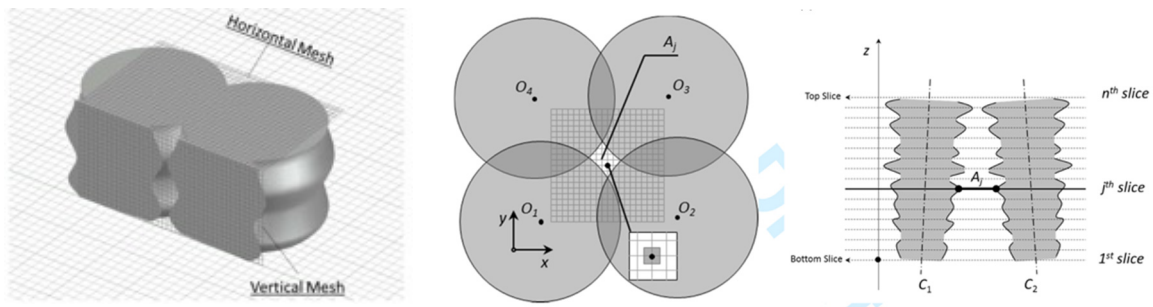


Bild 1 Modellierung des Überschneidungsbereichs von DSV-Säulen mit überlagertem Raster zur Diskretisierung des Baugrunds zur Bestimmung von Fehlstellen, (Pan et al., 2017).

Der Säulendurchmesser variiert über die Säulenhöhe in Abhängigkeit von Bodenparametern. Die sich daraus ergebende dreidimensionale Geometrie einer möglichen Fehlstelle wird genauer analysiert.

Man kann an den in Bild 1 und Bild 2 dargestellten Modellen erkennen, dass eine hydraulisch wirksame Fehlstelle dann entsteht, wenn der Überschneidung zwischen den Säulen über die komplette Säulenhöhe nicht vorhanden ist. Wenn jedoch der Überschneidung z.B. über 10% der Säulenhöhe vorhanden ist, entsteht aufgrund der geringen Materialdurchlässigkeit der Düsenstrahlsäule keine hydraulisch wirksame Fehlstelle. Hinsichtlich einer erforderlichen statischen Tragwirkung wäre eine andere Bewertung erforderlich.

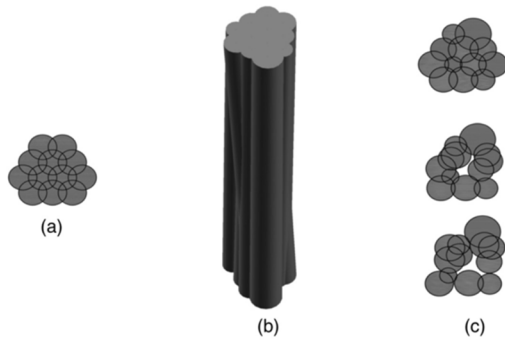


Bild 2 Untersuchungen von Modoni et al. (2016) zur Entstehung und Form von Fehlstellen für ein Säulentripel, das von weiteren neun Säulen umgeben ist. Die sich aus Bohrabweichungen ergebenden Fehlstellen werden untersucht.

5 Entwickeltes Simulationstool InDuST Interaktives Düsenstrahlverfahren-Simulations-Tool

5.1 Programmumgebung

Für die Entwicklung und Programmierung werden OpenSource-Programme und -Bibliotheken verwendet, mit Python als Programmiersprache und -umgebung. Damit können vorhandene Ansätze z.B. für die Baugrundmodellierung und Steuerung der Monte-Carlo-Simulation eingebunden und verwendet werden.

Mit der Verwendung der Programmiersprache Python kann man auf ein großes Ökosystem an OpenSource Bibliotheken in diversen Domänen (Numerik, Lineare Algebra, Statistik, Algorithmische Geometrie usw.) zugreifen. In einer interaktiven Umgebung kann die Simulation manuell angesteuert und die Ergebnisse jeder Iteration visualisiert und untersucht werden, oder in einem Berechnungslauf eine Simulation mit einer vorgegebenen Zahl an Iterationen gestartet werden.

5.2 Bohrabweichungen und Abweichungen am Bohransatzpunkt

Im entwickelten Simulationstool InDuST werden die Bohrabweichung und die Abweichung am Bohransatzpunkt als streuende Größen modelliert. Hierzu wurden umfangreiche Messdaten zu Bohrabweichungen sowie Abweichungen der Bohrungen am Bohransatzpunkt von der Solllage auf Arbeitsebene ausgeführter Projekte ausgewertet. Je nach Baugrund sind die mittleren Bohrabweichungen – meist dargestellt als Prozentwert der Bohrtiefe - über die Tiefe konstant oder mit der Tiefe zunehmend, siehe Bild 3.

Der Säulendurchmesser wird einem mittleren Säulendurchmesser und einer normalverteilten Streubreite des Säulendurchmessers angesetzt.

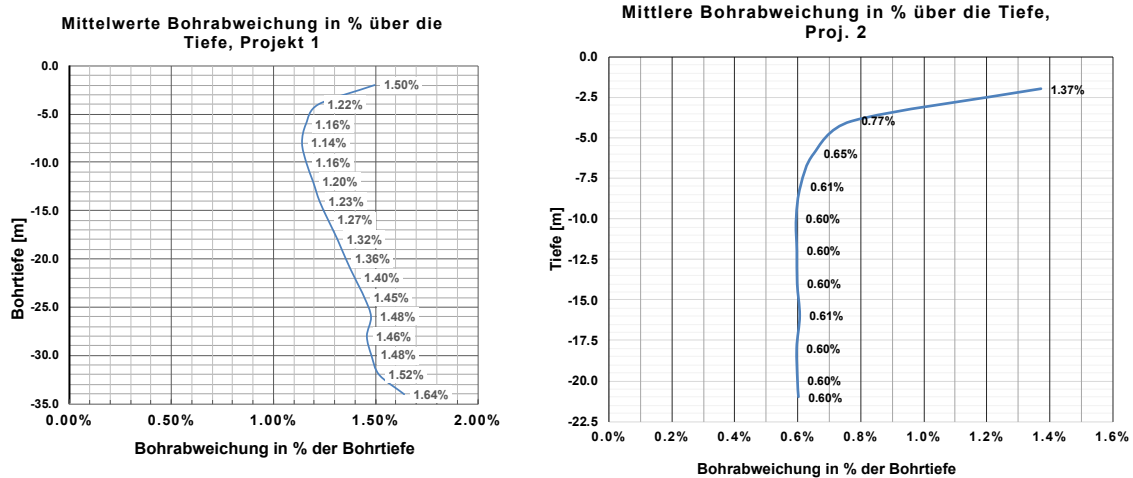


Bild 3 Auswertung von umfangreichen DSV-Bohrungen mehrerer Projekte mit Ermittlung der mittleren Bohrabweichung über die Tiefe. Je nach Baugrund ist die prozentuale Bohrabweichung konstant über die Tiefe oder nimmt mit der Tiefe zu (Svenja Kamm, 2022).

5.3 Baugrundeigenschaften

Bei der Modellierung des Baugrunds wird angenommen, dass die Baugrundeigenschaften vor allem bei durch Sedimentation entstandenen Lockergesteinen in horizontaler Richtung bei nahe zueinander liegenden Punkten ähnlicher sind wie bei weiter voneinander entfernten Punkten, wie dies zum Beispiel mit dem Begriff der Autokorrelationslänge beschrieben werden kann.

Größere Unterschiede der Lagerungsdichte, des Reibungswinkels u.a. stellt man erst in entsprechenden horizontalen Abständen fest. Punkte mit größeren Parameterunterschieden haben einen entsprechenden Mindestabstand. Anders ist dies senkrecht zur Schicht-richtung, vor allem bei sedimentierten Böden. Hier sind die Abstände von Schwankungen in vertikaler Richtung deutlich geringer als in horizontaler Richtung.



Bild 4 Beispiele für die Baugrundsichtung rolliger Böden
(Bild links san-photo.heraut.eu, Bild rechts U. Trunk)

Die Modellierung des Baugrundes erfolgt mit sogenannten räumlichen Zufallsfeldern (spatial random fields oder Gaußsche Zufallsfelder), wobei Zufallsvariable mit einer räumlichen Struktur simuliert werden. Über die Eingabeparameter des Kovarianzmodells sowie die Korrelationslängen entlang der X-, Y- und Z-Achsen können so verschiedene Strukturen als Annäherung an die geologisch bedingte Baugrundheterogenität bzw. Streuungen der Baugrundeigenschaften simuliert werden.

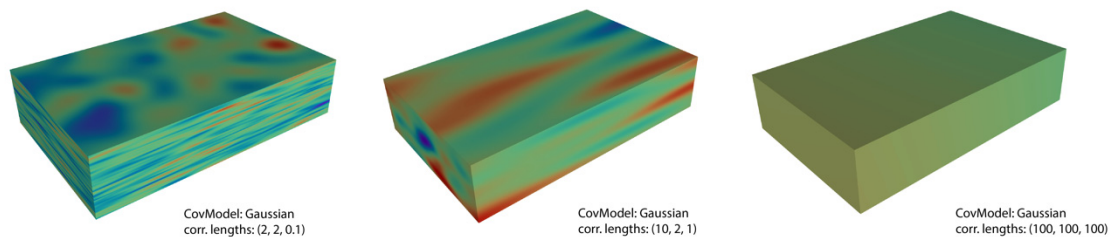


Bild 5 Baugrund als Gaußsche Zufallsfeld mit verschiedenen Korrelationslängen (Anisotropie)

Wie oben bereits ausgeführt, können analytische Zusammenhänge zwischen z.B. den bodenmechanischen Parametern Lagerungsdichte, Durchlässigkeit und erreichbarer Säulendurchmesser nicht ohne ausreichende Kalibrierung angewendet werden. Es kann jedoch zumindest qualitativ folgender Zusammenhang verwendet werden: Mit steigender Lagerungsdichte sinkt die Durchlässigkeit des Bodens und damit in der Regel auch der erreichbare Säulendurchmesser. Umgekehrt gilt, dass bei geringerer Lagerungsdichte die Durchlässigkeit des Bodens zunimmt, ebenso der erreichbare Säulendurchmesser. Die durch eine Fehlstelle strömende Wassermenge wird dann durch den an diesem Ort vorhandene Durchlässigkeit des Bodens bestimmt, bei einem geschichteten Boden dann in der Regel durch die Schicht mit der geringsten Durchlässigkeit.

5.4 Modellierung der Düsenstrahlsäulen

In dem Simulationstool können nicht nur einzelne Säulengruppen abgebildet werden, wie dies in den o.g. Modellen (Modoni et al., 2016, Pan et al., 2017) erfolgt, sondern Sohlen mit den zugehörigen Säulen mit einer Grundfläche von 2.000 m² und mehr.

Ziel der Entwicklung war dabei, die Rechenzeiten auch für Simulationen für Modelle mit 500 Säulen und mehr ausreichend gering zu halten, so dass Variationen der streuenden Parameter und zugehörige Auswertungen im Rahmen einer Projektbearbeitung möglich sind.

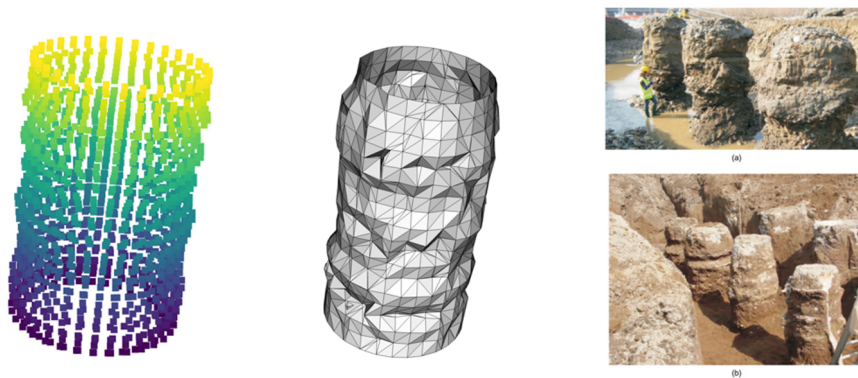


Bild 6 Links: Abbildung der DSV-Säulenkörper als Punktewolke
Mitte: an den Punkten eingehängtes Dreiecksgitter
Rechts: Abbildungen von freigelegten Probesäulen (Flora et al., 2013)

Die eigentlichen Säulenkörper werden als Polygone abgebildet, siehe Bild 6. Die Geometrie möglicher Fehlstellen wird schichtweise ermittelt, die durchströmende Wassermenge dann als harmonisches Mittel aus Fläche, Schichtdicke und Durchlässigkeitsbeiwert berechnet. Dieses wird mit einem 1D FEM Modell validiert. Dieser Ansatz wird auch durch die Geometrie freigelegter Probesäulen bestätigt. Die Säulenradien sind auf gleicher Höhe nicht durchgehend konstant, ebenso sind Schwankungen über die Höhe feststellbar.

Aus dem Überschnitt der Säulenoberflächen werden die möglichen Fließwege ermittelt. Hierbei wird angenommen, dass bei einer rein abdichtenden Wirkung einer Sohle, durch einen Überschnitt von ca. 5% bis 10% der Säulenhöhe eine ausreichende Abdichtung erreicht wird, da das Säulenmaterial eine deutlich geringere Durchlässigkeit als der umgebende Boden aufweist. Bei statisch wirkenden Sohlen sind weitere Überprüfungen erforderlich.

5.5 Herstellabfolge der Säulen

Die Herstellabfolge wird mit primären und sekundären Säulenreihen abgebildet, die in der Regel frisch in frisch hergestellt werden. Andere Herstellabfolgen können ebenso modelliert werden, die in den bisherigen Simulationen noch nicht angewendet wurden.

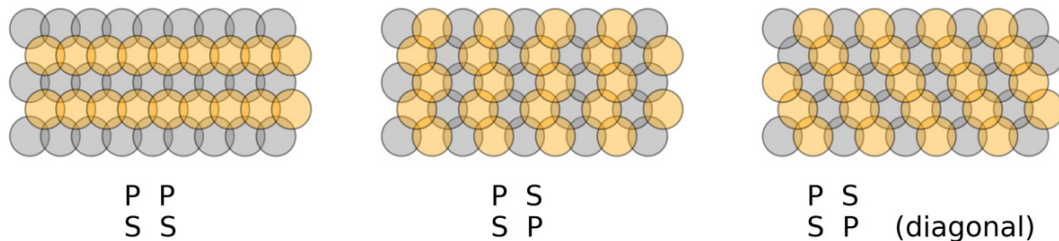


Bild 7 Herstellabfolge von primären und sekundären Säulen
Links: übliche Ausführung, Mitte und rechts mögliche Variationen

In dem Modell können unterschiedliche Ausführungsarten abgebildet werden, siehe Bild 7. Werden die Säulen ohne Unterschnitt der sekundären Säulen hergestellt, so entsteht eine Fehlstelle, wenn die Bohrung für die Herstellung einer sekundären Säule eine vorhandene primäre Säule trifft, weil der Boden dann nicht erodiert werden kann.

5.6 Monte-Carlo-Simulationen

Die Ermittlung der Häufigkeit von Fehlstellen, deren Fläche und der zuströmenden Wassermenge erfolgt mit Monte-Carlo-Simulationen, bei denen für die streuenden Parameter Bohrabweichungen, Abweichung am Bohransatzpunkt, Säulendurchmesser und Baugrund entsprechende Verteilungsfunktionen und Parameter definiert werden.

Für die Simulationen stehen unterschiedliche Ansätze zur Verfügung, um den vorhandenen Datenraum abzubilden, siehe Bild 8.

Die erforderliche Anzahl von Iterationen wurde für verschiedene Modelle untersucht. Hierbei wurden Berechnungen mit 100, 500, 1.000, 5.000 und 10.000 Iterationen ausgewertet. Aus der Gegenüberstellung der Ergebnisse kann abgeleitet werden, dass bereits mit einer Anzahl von 1.000 Simulationen bei einer Sohlfläche von ca. 3.000 m² ausreichend stabile Ergebnisse für die Verteilungsfunktion der Fehlstellengröße und Restwassermenge erhalten werden.

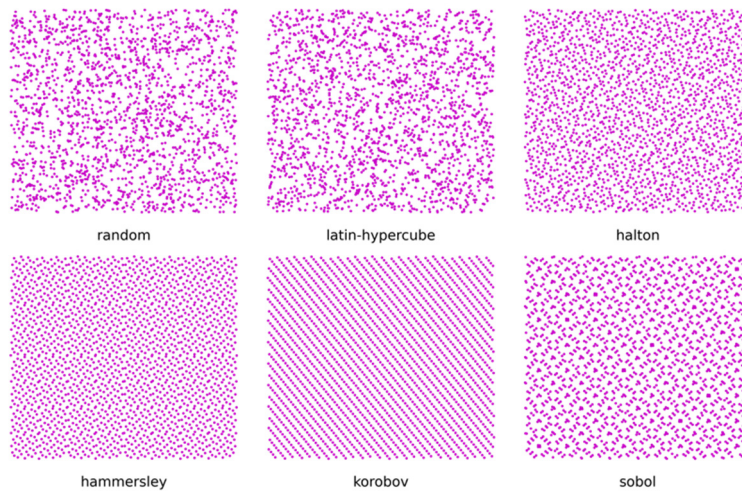
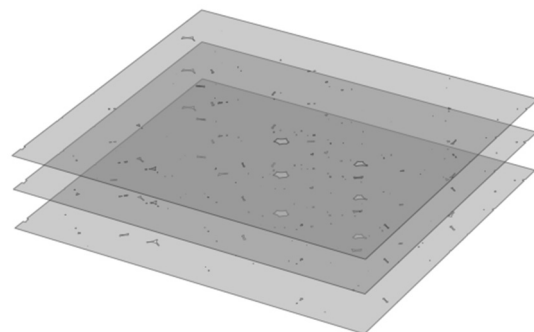
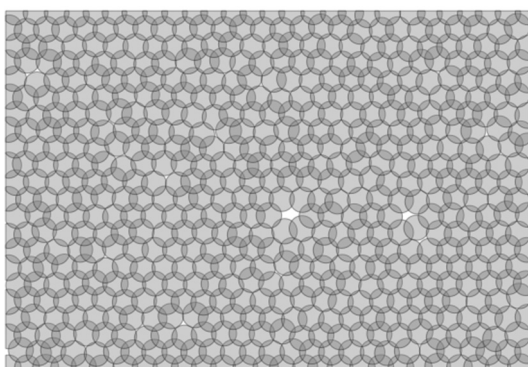


Bild 8 Pseudo- und Quasi-Zufallszahlen am Beispiel einer bivarianten (2D) Verteilung weisen eine unterschiedliche Abdeckung des Stichprobenraums auf (Feinberg & Langtangen, 2015)

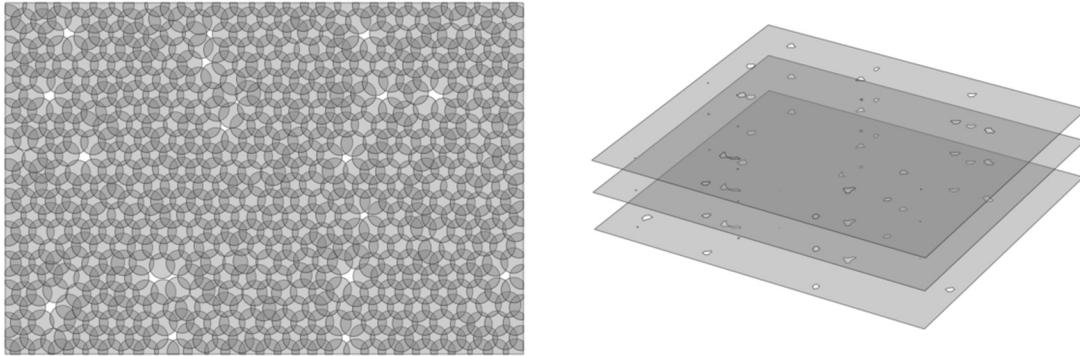
6 Erste Ergebnisse

Die aus der Säulengeometrie ermittelten Fehlstellen werden untenstehend für jeweils eine Iteration dargestellt, jeweils links eine Draufsicht auf die Säulen, rechts die ermittelten Fehlstellenflächen in drei Ebenen der Dichtsohle. Für sonst gleiche Parameter bzw. Entwurfswerte wurde nur das Rastermaß bzw. der planmäßige Säulenabstand angepasst.

Untenstehendes Beispiel: Sohle in 30,0 m Tiefe, Sohldicke 2,5 m, Sohlfläche 3.750 m², mittlerer Säulendurchmesser 3,60 m, mittlere Bohrabweichung 1,0%.



Rastermaß bzw. Säulenabstand 2,75 m x 2,38 m



Rastermaß bzw. Säulenabstand 2,44 m x 2,11 m

Bild 9 Beispiel für die Säulenordnung in einer Iteration einer Sohle (links) mit Darstellung der sich ergebenden Fehlstellen (rechts) in drei Schnitten der Sohle für eine Sohle in 30 m Tiefe, mittlere Bohrabweichung 1,0% der Bohrtiefe, mittlerer Säulendurchmesser 3,60 m für zwei verschiedene Säulengitter

Die Berechnungen zeigen ferner, dass es für eine gewählte Tiefenlage mit zugehöriger baugrundabhängiger mittlerer Bohrabweichung bei gleichem mittlerem Säulendurchmesser immer ein so zu bezeichnendes optimales Raster ermittelt werden kann, für das die Zuverlässigkeit der Sohle am größten ist bzw. die geringsten Restwassermengen zu erwarten sind.

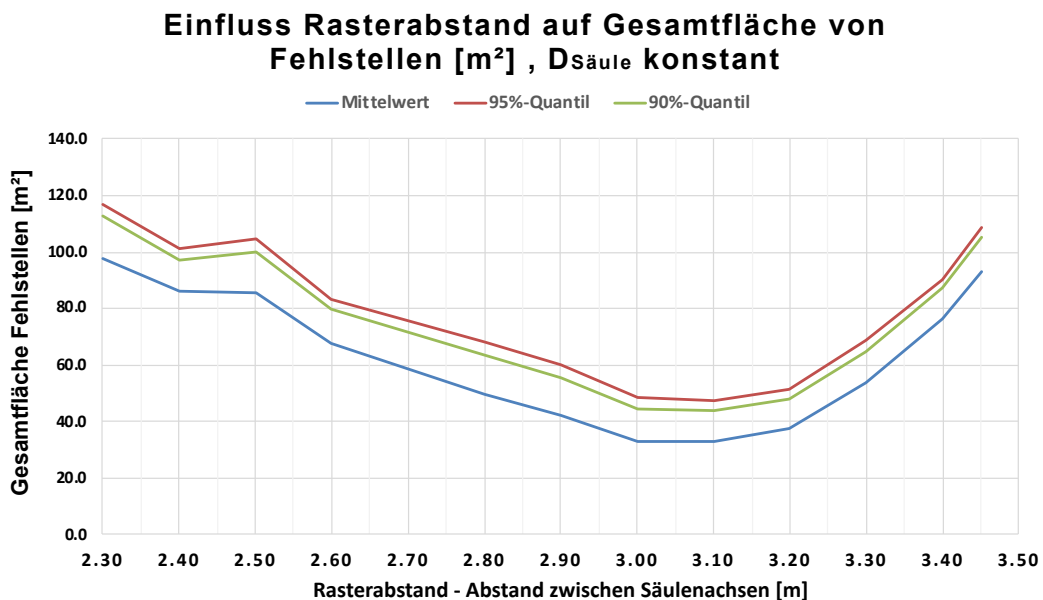


Bild 10 Abhängigkeit der Fehlstellenfläche in Abhängigkeit des Rastermaßes bei sonst gleichbleibenden Parametern Bohrtiefe, mittlere Bohrabweichung und mittlerem Säulendurchmesser

Wählt man ein zu großes Raster, nimmt die ermittelte Fehlstellenfläche und somit Restwassermenge zu. Gleiches gilt bei einem zu eng gewählten Raster, siehe Bild 10. Vor allem die Folgen eines zu engen Rasters werden immer wieder kontrovers diskutiert.

Gerade bei Sohlen in größerer Tiefenlage kann nachvollzogen werden, dass ein Mindestsäulendurchmesser erforderlich ist, um die zu erwartende Restwassermenge mit ausreichender Wahrscheinlichkeit zu unterschreiten.

7 **Ausblick**

Vor allem bei Sohlen mit größeren Bohrtiefen werden die Bohrabweichungen aller Bohrungen bestimmt. Auf Basis der Messergebnisse werden dann im Bereich vermuteter Fehlstellen Tastbohrungen und, falls erforderlich, Zusatzsäulen ausgeführt werden. Dies führt zu einer deutlichen Erhöhung der Ausführungssicherheit.

In dem Modell ist bisher nicht die Ausführung des Unterschnitts sekundärer Säulen gegenüber primären Säulen abgebildet.

Die beiden o.g. Elemente der Ausführung sollen im nächsten Schritt in das Modell implementiert werden.

Eine durchweg größere Anzahl an Baugrunderkundungen zur Verbesserung der Baugrundinformation ist eher nicht zu erwarten, da hier gerne vertraglich orientierte Regelungen bevorzugt werden. Der Einfluss der notwendigen Interpolation des Baugrund- und Schichtenverlaufs auf Fehlstellenfläche und Restwassermenge sollen in weiteren Berechnungen untersucht werden. Hiermit soll der Einfluss unzureichender Erkundung bzw. nicht ausreichender Homogenität der Baugrundsicht, in der die Sohle hergestellt werden soll, auf die zu erwartende Restwassermenge nachvollzogen werden.

Eine weitere Aufgabe ist die Modellierung der Anbindung an die Baugrubenwände, die bisher als ebene Wände modelliert sind.

Literatur

Comodromos, E. M., Papadopoulou, M. C., Georgiadis, K. (2018)

Design procedure for the modelling of jet-grout column slabs supporting deep excavations. Computers and Geotechnics, Volume 100, 2018, Pages 110-120, ISSN 0266-352X, <https://doi.org/10.1016/j.compgeo.2018.04.008>

- Feinberg, J., & Langtangen, H. P. (2015)
Chaospy: An open source tool for designing methods of uncertainty quantification. *Journal of Computational Science*, 11, 46–57.
<https://doi.org/https://doi.org/10.1016/j.jocs.2015.08.008>
- Flora, A., Modoni, G., Lirer, S., Croce, P., (2013)
The diameter of single, double and triple fluid jet grouting columns: prediction method and field trial results. *Géotechnique* 63, 934–945. <https://doi.org/10.1680/geot.12.P.062>
- Kamm, Svenja (2022)
Monte-Carlo-Simulationen von Düsenstrahlsohlen auf Basis der Analyse von Bohrdaten ausgeführter Grossprojekte. Bachelor-Thesis, Institut Bauingenieurwesen, HABG, FHNW, unveröffentlicht
- Modoni, G., Flora, A., Lirer, S., Ochmański, M., Croce, P. (2016)
Design of Jet Grouted Excavation Bottom Plugs. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering* 142, 04016018. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)GT.1943-5606.0001436](https://doi.org/10.1061/(ASCE)GT.1943-5606.0001436)
- Ni, J.C., Cheng, W.-C. (2014)
Quality control of double fluid jet grouting below groundwater table: Case history. *Soils and Foundations* 54, 1039–1053. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2014.11.001>
- Ochmański, M., Modoni, G., Bzówka, J. (2015)
Prediction of the diameter of jet grouting columns with artificial neural networks. *Soils and Foundations* 55, 425–436. <https://doi.org/10.1016/j.sandf.2015.02.016>
- Pan, Y., Liu, Y., Hu, J., Sun, M., Wang, W. (2017)
Probabilistic investigations on the watertightness of jet-grouted ground considering geometric imperfections in diameter and position. *Canadian Geotechnical Journal*.
<https://doi.org/10.1139/cgj-2016-0671>
- Tinoco, J., Correia, A.G., Cortez, P. (2018)
Jet grouting column diameter prediction based on a data-driven approach. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 22, 338–358.
<https://doi.org/10.1080/19648189.2016.1194329>
- Trunk, U. und Breitsprecher, G. (2004)
Qualitätssicherung bei der Herstellung von Soilcrete-Sohlen. 11. Braunschweiger Deponie- und Dichtwandseminar, Mitteilung des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, 2004, 249-270

Hoover Dike USA – Erfahrungen beim Einsatz eines Digitalen Zwillinges im Spezialtiefbau

Dipl.-Ing (FH) Torsten Henssler, B.Sc. Jonas Gottwald
Bauer Spezialtiefbau GmbH, Abteilung Bauen Digital

1 Einleitung

Papier ist von gestern, der digitale Zwilling ist Wirklichkeit!

In den letzten Jahren werden Baustellen immer digitaler. Am Anfang wurde dies häufig als Spielerei abgetan und war oft mit einem erhöhten Aufwand verbunden. Dies war dem Misstrauen gegenüber digitalen Tools geschuldet. Häufig wurden deshalb Parallelprozesse implementiert und damit doppelte Aufwände generiert.

Beim Projekt Herbert Hoover Dike (HHD), einem Großprojekt in den USA, hat die BAUER Spezialtiefbau GmbH den Digitalen Zwilling eingesetzt.

2 Projektbeschreibung

Mit einer Gesamtfläche von 1.890 km² ist der Lake Okeechobee der größte Süßwassersee im US-Bundesstaat Florida. Trotz seiner Ausdehnung von rund 56 km Länge und 48 km Breite ist der See mit durchschnittlich 3 m Wassertiefe sehr seicht und verfügt zudem über keinen größeren natürlichen Abfluss.

Zum Schutz vor Sturmfluten und Überschwemmungen wurde bereits in den 1920er Jahren ein erster Ausbau des bestehenden Deichs vorgenommen. Es wurden zusätzliche Kanäle, Schleusen und Dämme umgesetzt. Nach einem Besuch des damals amtierenden US-Präsident Herbert Hoover erhielt das Projekt schließlich seinen Namen: Herbert Hoover Dike.

Seit dem Jahr 2007 ist das U.S. Army Corps of Engineers (USACE), ein Hauptkommando der US Army, für die Koordination der Instandsetzung des 225 km langen Deichs um den Lake Okeechobee verantwortlich. BAUER Foundation Corp. wurde zu diesem Zweck im Zeitraum von 2007 bis 2013 erstmals mit der Ausführung von Cutter-Soil-Mixing-Dichtwänden zur Sanierung erster Teilabschnitte des Deichs beauftragt. Aufgrund der erfolgreichen Zusammenarbeit erhielt Bauer Foundation für die Jahre 2011 bis 2021 weitere Teilaufträge, unter anderem für die Dichtungsarbeiten an verschiedenen Kanaldurchlässen.

3 Digitale Projektanforderung

Das U.S. Army Corps of Engineers (USACE) betreibt und wartet ca. 740 Dammbauwerke und dazugehörige Infrastruktur in den USA. Es hat für die Herbert-Hoover-Dike-(HHD) Projekte Anforderungen für eine Übergabe von Daten in digitaler Form verfasst, so gehörten zum Vertrag des Projekts auch Informationsanforderungen, die der Auftragnehmer erfüllen muss. Auch in Deutschland gibt es immer mehr Projekte die Auftraggeber-Informationsanforderungen (AIA) als Teil der Ausschreibung übergeben. Diese beschreiben, welche Daten wann und in welcher Form übergeben werden müssen.

Als Antwort auf die Anforderungen des Kunden wird durch den Auftragnehmer ein Daten Management Plan (DMP) erstellt, in dem das Konzept erklärt wird, wie die Abwicklung und Übergabe erfolgen muss. Auch für das HHD Projekt wurde ein solcher Plan erstellt. Dieser beschreibt, wie das System implementiert und auf dem neusten Stand gehalten wird. Beim DMP spricht man von einem lebenden Dokument: Es wird in regelmäßigen Abständen aktualisiert und mit dem Kunden ggf. regelmäßig abgestimmt.

Die Bauer Spezialtiefbau GmbH hatte bereits intern eine Plattform entwickelt, um Produktionsdaten zu sammeln, zu analysieren und strukturiert abzulegen. Während des Projektes wurde neben der Datenübergabe an den Kunden auch ein internes Analysesystem geschaffen, welches die Baustelle mit vielseitigen Informationen und Auswertungen unterstützt.

An dieses System wurden nach und nach weitere Tools angebunden, um die Möglichkeiten zur Projektunterstützung zu erweitern. Hierdurch entwickelte sich aus einer Abbildung des Projekts ein Zwilling des Projekts.

In den AIA wird geregelt, welche Informationen wann und in welcher Form übergeben werden müssen. Hierbei hat das USACE zwei Wege festgelegt. Eine GIS-Plattform sowie eine Datenübergabe per sFTP. Zu den geforderten Informationen gehören Dokumente zur Qualitätssicherung aber auch Informationen zum Baufortschritt. Die Übergabe erfolgt weitgehend automatisiert.

Folgende Informationen müssen in den vorgegebenen Formaten übergeben werden.

- GIS
 - a. Verlinkte Herstellprotokolle
 - b. Überschnitte in unterschiedlichen Schichten
 - c. Links zu Video (VB's)/Fotos
 - d. Produktionsdaten (Start/Stop)
 - e. Mengen (Suspension)
 - f. Tiefen

- sFTP-Server
 - a. Bilder
 - b. Videos
 - c. Reports
 - d. Maschinendaten
 - e. Testberichte

4 Zentrale Datenerfassung

Das Projekt sammelt über den kompletten Ausführungszyklus Daten. Das Modell wird aus allen am Projekt beteiligten Bereichen gespeist. Dies können Maschinendaten, Designdaten oder auch Daten von Fachabteilungen sein. Die Ablage erfolgt zentral in der von Bauer entwickelten Plattform b-project. Die Daten können in Echtzeit abgerufen und in unterschiedlicher Art ausgewertet werden.

Um die Daten belastbarer zu machen, durchlaufen diese vor der Ausgabe noch eine Qualitätsprüfung und werden dann durch eine „geprüft“-Anmerkung für andere Systeme freigegeben. Durch die Kombination der verschiedenen Quellen ergeben sich erweiterte Auswertungsmöglichkeiten.

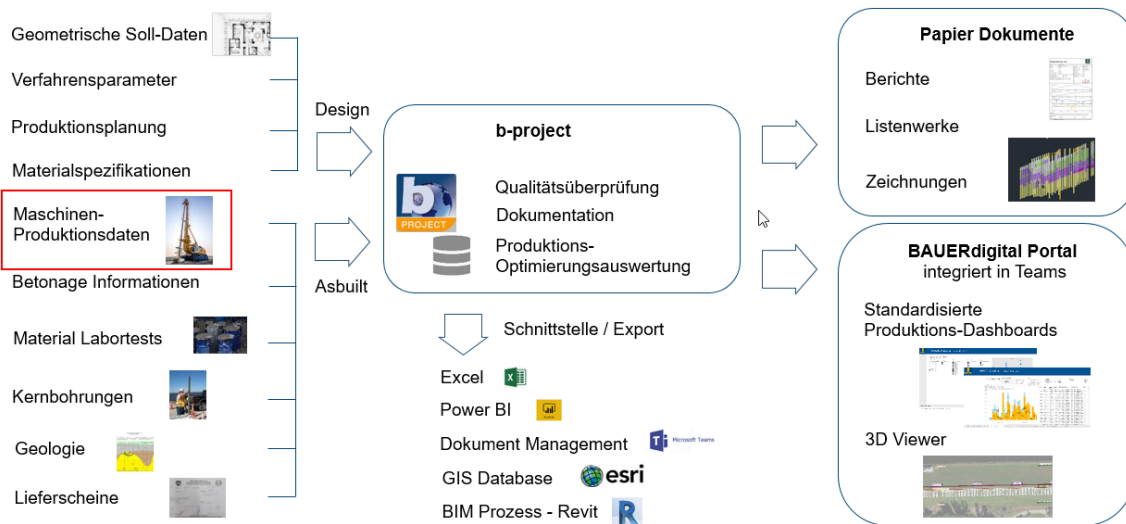


Bild 1 Ansicht Aufbau digitales Modell

5 Digitales Modell

Bei einem digitalen Zwilling wird meistens nur an eine visuelle Abbildung von Elementen gedacht. Ein Zwilling kann aber auch ein Datenmodell sein, welches in verschiedenen Formen Informationen ausgibt.

Auf der b-project-Plattform liegt das gesamte Projekt HHD in Form von Datensätzen vor. Dies kann beispielsweise in 2D und 3D ausgegeben und immer mit den angepassten oder neusten Informationen erstellt werden. Die Daten lassen sich auch in Systeme für Datenauswertung übertragen und in Form von Diagrammen widerspiegeln.

Auf Tagesbasis werden automatisiert Berichte in einer Business-Intelligence-(BI)-Lösung erstellt und den beteiligten des Projekts über ein Portal bereitgestellt.

Durch die Ablage in einem System mit gleicher Struktur lassen sich Daten quer auswerten. Damit ergibt sich ein großes Feld an Möglichkeiten. Der Baufortschritt kann beispielsweise mit Qualitätsdaten verbunden werden. Ebenso können Vorgaben des Kunden mit den Herstellern verglichen und automatisiert geprüft werden, ob diese erfüllt sind.

Durch die strukturierte Ablage lassen sich schnelle Abgleiche erreichen. Daraus kann das Projekt Maßnahmen für einen besseren und effektiveren Bauablauf generieren und die entsprechenden Steuerungsmaßnahmen direkt auf ihren Einfluss prüfen.

6 Reporting für das Projekt

6.1 Zugeschnitten auf Personengruppen

Durch die hohe Informationsdichte, die durch den digitalen Zwilling entsteht, ist es sinnvoll, die automatische Auswertung für verschiedene Nutzergruppen aufzubereiten und in einer einfach zugänglichen Umgebung verfügbar zu machen. Die Auswertung aller Daten erfolgt ggf. mehrfach pro Tag.

Für eine hohe Akzeptanz bei den Anwendern muss die Nutzung einfach gehalten werden. Im Zuge der Digitalisierungsstrategie bei Bauer wurde standardmäßig die Nutzung von Microsoft Teams beschlossen. Das bedeutet, dass jedes Projekt eine eigene Umgebung in Teams erhält, in welcher das „BAUERdigital Portal“ eingebunden wird. Hier können über eine Kachelnavigation Informationen hinterlegt werden. Dies können Links zu Anwendungen, wie das bei HHD eingesetzte GIS-Portal, oder zum Berichtswesen sein.

Seit ca. 2 Jahren wird bei Bauer Spezialtiefbau jedes Großprojekt, bei dem b-project eingesetzt wird, mit den Standardberichten aufgesetzt. Diese sind jeweils für die bei Bauer genutzten Verfahren verfügbar und für drei Hauptnutzergruppen zugeschnitten. Hierbei handelt es sich um die Kundenebene, die Managementebene, die Bauleitung und Fachabteilungen des Projekts sowie der Bauleitung auf dem Baufeld.

Die Berechtigung für das System kann jede Baustelle selbstständig organisieren. Dafür wurde ein einfaches System entwickelt. Die jeweiligen „Besitzer“ des Teams können die Steuerung der Freigaben selbst administrieren und brauchen keine IT-Unterstützung.

- Management und Kunde
 - a. Einfache Anzeigen mit Übersicht zum Projektfortschritt
 - b. Soll-Ist-Übersicht in Form von Tachoanzeigen
- Projektleitung
 - a. S-Kurven mit Soll-Ist-Darstellung
 - b. Prognose zum Fertigstellungsdatum
 - c. Anzeige über Verzögerungen
- Personal Baustelle
 - a. Detailinformationen zur Produktion
 - b. Mengenangaben zu Verbrauchsmaterialien
 - c. Informationen zu Abweichungen bei der Produktion

6.2 Gleichbleibende Qualität trotz hoher Anzahl an Elementen

Mit der Anzahl an Elementen in einem Projekt steigt auch der Aufwand für die Qualitätsprüfung, Dokumentation und das Reporting. Durch die bei Bauer Spezialtiefbau genutzte Plattform b-project reduziert sich dieser Aufwand. Die Anzahl der Bauteile fällt hier kaum noch ins Gewicht.

Die Dokumentation von Qualität und Baufortschritt erfolgen nach Wunsch des Projekts in vorgegebenen Zeitintervallen. Neben der Dokumentation unterstützt das System durch das zeitnahe Berichtswesen auch die Optimierung des Bauablaufs. Hierbei können ständig Daten der aktuellen Produktion mit den Planvorgaben des Projekts abgeglichen und ggf. Eingriffe vorgenommen werden. Steuerungsmaßnahmen werden direkt sichtbar und weitere Korrekturen sind möglich.

Ebenfalls steigt die Qualität der Dokumentation eines Projektes generell. Sie ist gleichbleibend und vergleichbar über den gesamten Projektzeitraum. Änderungen in den Berichten werden auf den gesamten Zeitraum angewendet und nicht erst ab dem Tag der Änderung sichtbar.

Ebenfalls lassen sich Fehler in der Planung oder im Bauablauf schnell erkennen und direkt nachbearbeiten. Dadurch gibt es wenig Potenzial für Folgefehler. Ebenso lassen sich Bauteiloptimierungen feststellen und auch besonders für Folgeprojekte Potenzial für Verbesserungen erarbeiten. Der sofortige Abgleich der Geometrie von Elementen zwischen Design und hergestellten Bauteilen in einer 3D-Ansicht ermöglicht eine visuelle Prüfung der Geometrie. Der Abgleich kann täglich erfolgen. Die Informationen über die gebauten Elemente erfolgen automatisch direkt von der Maschine.

7 Visualisierungen des Projekts

7.1 GIS-System

In einem Geoinformationssystem werden Daten verschiedener Herkunft an die dazugehörige Stelle im Modell lagerichtig verbunden. Dies sorgt für eine visuelle Orientierung von projektrelevanten Dokumenten und Informationen. Die angefügten Dokumente, Videos und Fotos lassen sich jederzeit über einen Webbrowser öffnen und herunterladen.

Das USACE forderte bereits während der Angebotsphase die Bereitstellung von Daten in einem GIS-Portal. Hierfür wurde vertraglich festgelegt, welche Daten im GIS abrufbar und in welchem Zeitraum diese nach Herstellung des einzelnen Elementes verfügbar sein müssen.

Um dies zu gewährleisten, wurde eine Schnittstelle programmiert, die die Daten direkt von b-project in das GIS-System übergibt. Die benötigten Dokumente werden automatisch in b-project erzeugt und dann durch eine einheitliche Struktur und vorher definierten Nomenklatur im GIS-System hinterlegt. Folgende Informationen wurden durch das USACE gefordert und entsprechend umgesetzt.

- GIS
 - a. Die Herstellprotokolle eines Elements müssen mit dem im GIS-Modell dargestellten Zwilling verlinkt sein. Dies bedeutet, jedes hergestellte Element besitzt einen virtuellen Gegenpart, an welchem im Modell das jeweilige Herstellprotokoll hinterlegt ist.
 - b. Für jedes Element müssen Überschnittszeichnungen erstellt werden. Diese sind für die definierten Tiefen jeweils in einer 2D-Ansicht zu generieren. Die Zeichnungen werden ebenfalls an die jeweiligen Elemente verlinkt.
 - c. Bilder und Videos der Baustelle werden an die jeweilige Stelle im System georeferenziert positioniert, an denen sie entstanden sind.
 - d. Jedes hergestellte Element ist manuell selektierbar und visualisiert die allgemeinen Produktionsinformationen. Gefordert werden hier von Seiten des Kunden u.a. die jeweiligen Positionsdaten, Start- und Stoppzeiten, die verwendete Menge an Suspension sowie die Endtiefe des einzelnen Elements.

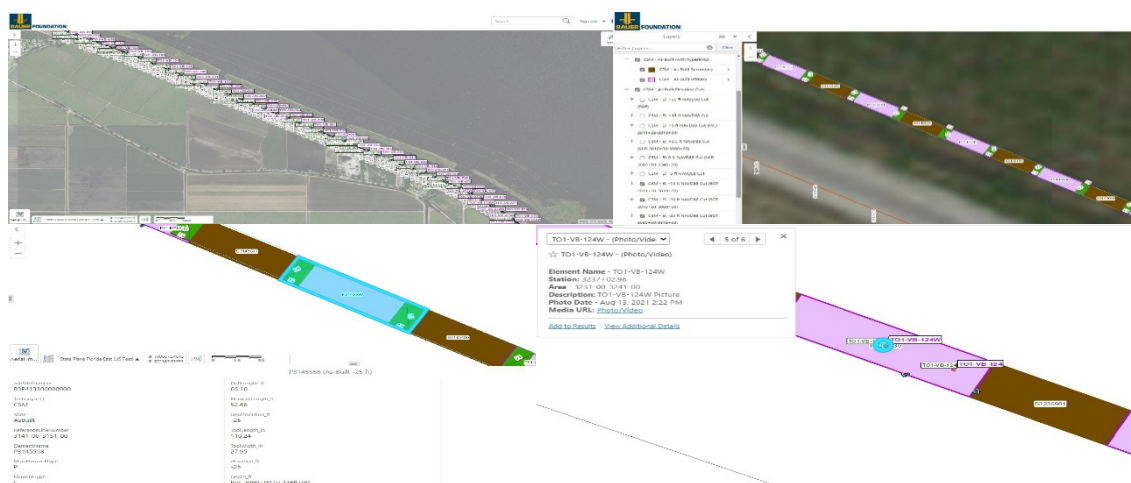


Bild 2 Ansichten GIS System

7.2 Dokumente und Zeichnungen

Für das Projekt werden durch die Anforderungen des Kunden noch weitere verschiedene Dokumente und Zeichnungen in 2D benötigt. Diese werden überwiegend im PDF-Format ausgegeben. Es handelt sich hierbei um beispielsweise Produktionsprotokolle, Überschnittsberechnungen, Herstellprotokolle und Überschnittszeichnungen.

Alle hierfür benötigten Daten für diese Protokolle werden bereits strukturiert in der b-projekt-Plattform bereitgestellt und die benötigten Dokumente, abgelegt. Die daraus resultierenden Zeichnungen und Berechnungen können auf Knopfdruck erstellt werden. Expertenwissen für CAD oder einer ähnlichen Zeichnungssoftware ist nicht notwendig.

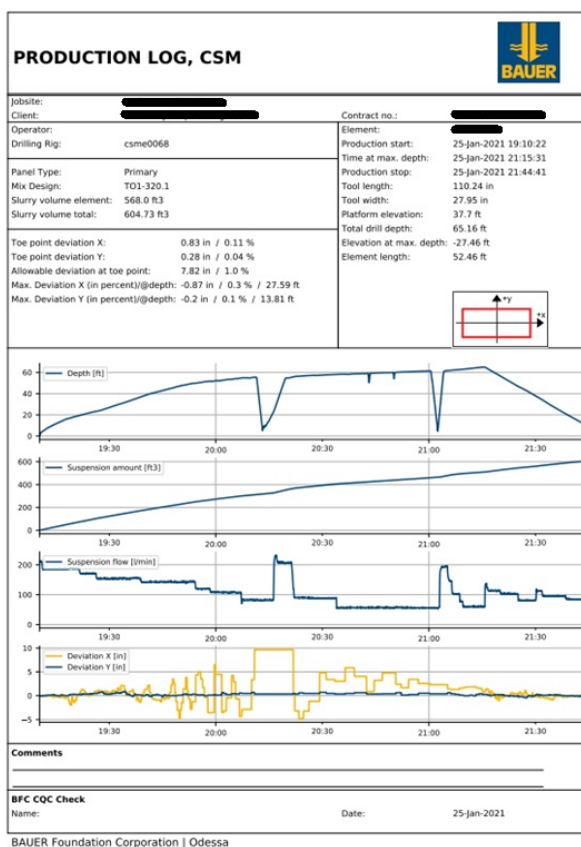


Bild 3 Ansicht CSM-Protokoll

Überschnittszeichnungen können jederzeit variabel erstellt werden. Im Bild 4 werden die Überschnitte eines Sekundärelements zu den beiden Primärelementen dargestellt. Die geforderten Schnitthöhen (Top, Mid, Bot) wurden vorher vom Kunden festgelegt. Basis dieser Zeichnungen sind die Positionsdaten und Abweichungsdaten der einzelnen Elemente, welche in den Maschinendaten gespeichert und in der Systemdatenbank strukturiert abgelegt sind.

Hierbei wird alles mit minimalem Aufwand und fast in Echtzeit bereitgestellt. Der vom Kunden geforderte Dokumentenstamm ist immer abrufbar und strukturiert abgelegt. Für die Erstellung der Dokumente wurde ein Add-on erstellt, das die benötigten Unterlagen und Dokumente bei Bedarf ausgibt.

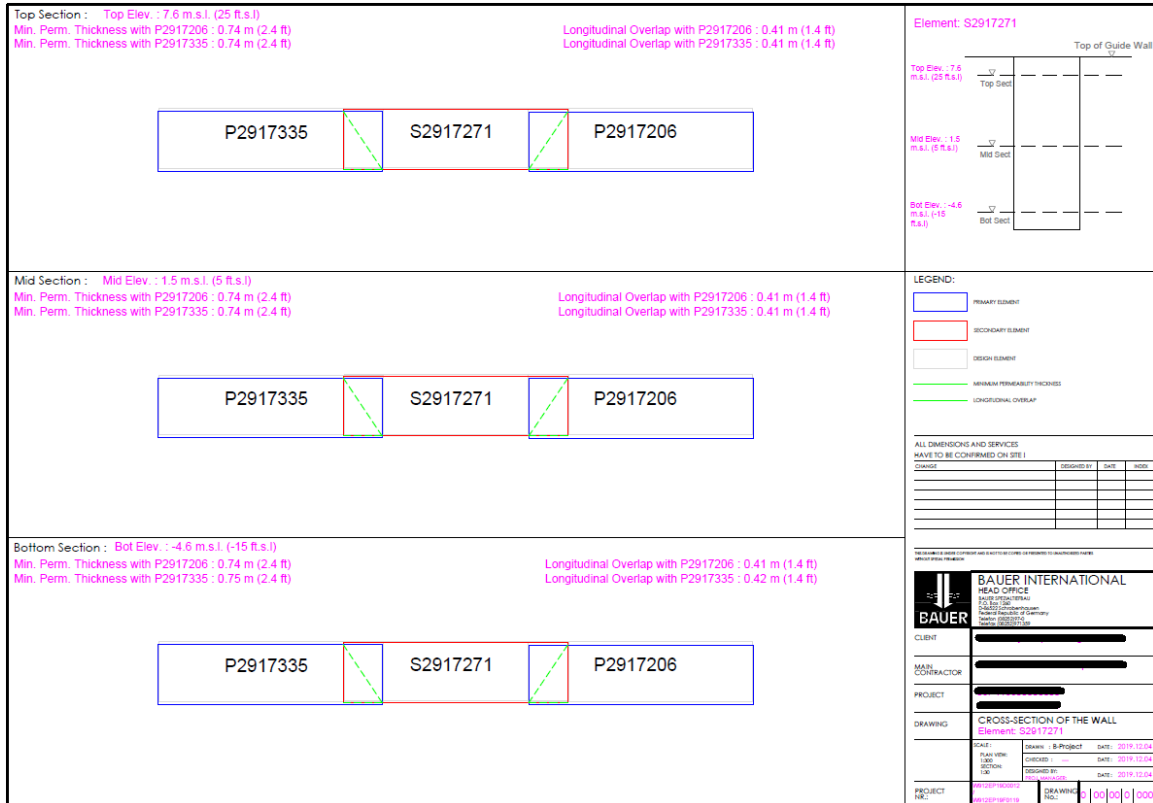


Bild 4 Ansicht automatische Überschittsberechnung

7.3 As-Built in Revit

In b-project werden die Designdaten erfasst. Diese liegen in Listenform vor und beinhalten alle für die Produktion benötigten Informationen. Diese Daten lassen sich auch dazu nutzen, um in der Modellierungssoftware Revit ein Designmodell zu erstellen.

In b-project werden die durch die Maschinen erfassten Produktionsdaten, sogenannte „AsBuilt“-Informationen, verarbeitet und strukturiert abgespeichert. Mit diesen lässt sich ein 3D-Modell durch die passende Schnittstelle in Revit erstellen. Die erfassten Geometriedaten werden in Revit über ein Dynamo-Skript verarbeitet und ein As-Built-Modell der Elemente erstellt. Diese dienen zur Gegenüberstellung und bilden die Basis für einen Datenabgleich. Hierbei ist visuell schnell zu erkennen, ob die Elemente richtig positioniert wurden. Aber auch, ob beispielsweise die geplante Endtiefe erreicht oder ggf. auch zu tief gebohrt wurde.

7.4 BAUERdigital Portal

Auf der Seite des BAUERdigital Portal, die für jedes Projekt bei Bauer Spezialtiefbau eingesetzt werden kann, werden allgemeine Daten, wie Wetter, Projektstandort und Projektauftragsnummer, abgebildet.

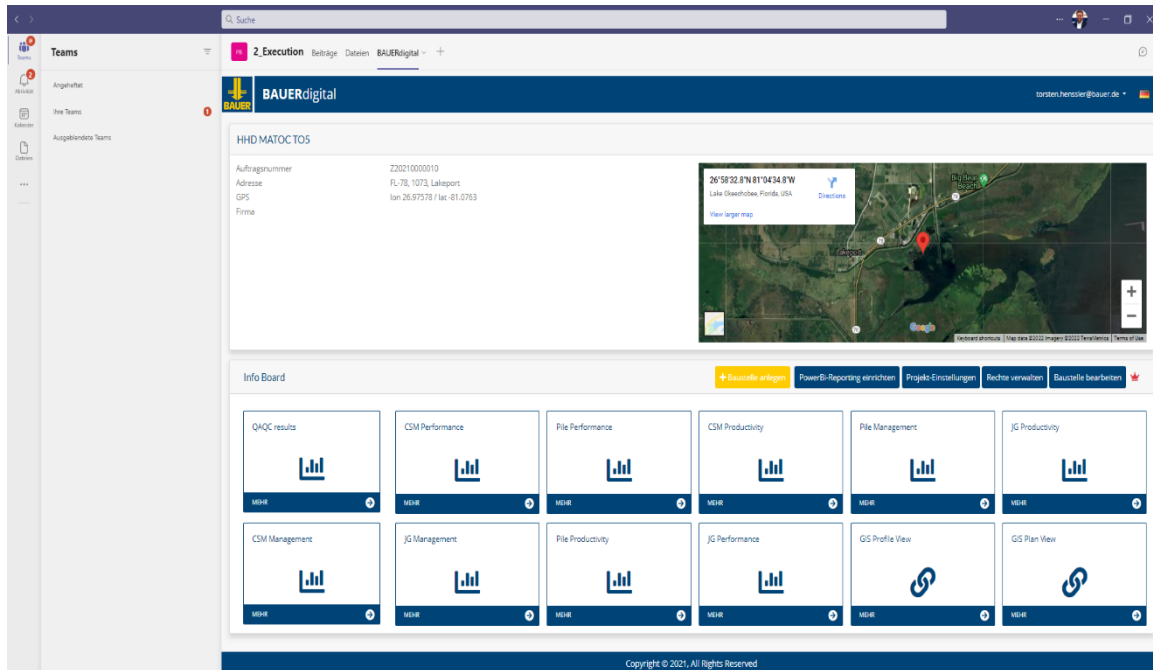


Bild 5 BAUERdigital Portal mit Kachelnavigation und Informationen zum Projekt

Über das Portal erfolgt der Zugang zu Berichten, Links und Auswertungen der Plattform. Die Kachelnavigation ermöglicht es, Personen schnell und problemlos zur gewünschten Information zu gelangen. Wichtig war bei der Entwicklung, dass die Projekte so gut wie möglich unabhängig agieren können. So kann beispielsweise der Besitzer des Teams, in dem sich die Seite befindet, selbstständig Rechte an Teilnehmer des Teams vergeben. Hierbei kann pro Kachel entschieden werden, ob der Nutzer diese in seiner Ansicht sehen soll.

Auf der Portalseite lassen sich beispielsweise Webcams ebenso wie Berichte und Business- Intelligence-Auswertungen verlinken. Die Berichte in der BI-Software sind standardisiert und werden bei Projektstart in kürzester Zeit bereitgestellt. Anpassungen werden, wenn benötigt, projektspezifisch bereitgestellt.

Durch die gleichbleibende Auswertung auf verschiedenen Projekten, können Mitarbeiter sehr schnell auch andere Projekte beurteilen und verstehen. Durch die Flexibilität lassen sich auch Sonderwünsche problemlos abbilden. Für die Erstellung sind nur bereits für das Projekt generell benötigte Informationen erforderlich. Beispielsweise Terminplaninformationen oder Leistungsdaten der Produktion pro Tag oder Woche.



Bild 6 Beispiel Business-Intelligence-Auswertungen des Projekts

8 Flexibel anpassbar

Durch die hausinterne Entwicklung bei Bauer ist das Tool flexibel und an die Projekte von Bauer angepasst einsetzbar und mit nur wenigen Handgriffen startklar. Wünsche für Erweiterungen sind hierbei in kürzester Zeit umsetzbar.

Die meisten bei Bauer Spezialtiefbau verwendeten Verfahren lassen sich bereits im System abbilden. Die Anknüpfung von externen Quellen ist ebenfalls möglich. Hierbei sollten die Daten in einem gängigen Format und strukturiert vorliegen. Über die entsprechenden Schnittstellen wird dann die Datenquelle angeschlossen. Bei der Entwicklung wurde immer darauf geachtet, ausreichend Schnittstellen zu generieren, damit ein Anschluss weiterer Systeme, ggf. auch externer Partner, möglich ist.

Warum hat Bauer Spezialtiefbau bei der Entwicklung eines digitalen Zwillings diesen Weg gewählt? Aktuell gibt es auf dem Markt kein System, das genau auf die Bedürfnisse großer und komplexer Tiefbauprojekte zugeschnitten ist und die Funktionalitäten abbildet, die beim Einsatz weltweit gewünscht sind. Zum Einsatz kommen hierbei auf dem Markt verfügbare Tools, wie Komponenten von Microsoft, Revit, Esri und Python etc. Diese werden vollständig von der hausinternen IT betreut. Bei neuen Entwicklungen wird auf einfache Bedienbarkeit geachtet. Ebenso soll jedes Tool über Schnittstellen verfügen, mit denen die Kommunikation zu Systemen innerhalb und außerhalb des Unternehmens, aber auch zu Anbietern von Drittsoftware möglich ist. Wünsche von Baustellen werden berücksichtigt und bei der Entwicklung immer mit einbezogen.

Das Unternehmen investiert mit b-Project in die Zukunft und hat bereits erkannt, dass Daten aus einem digitalen Zwilling einen Vorsprung bei Information, Qualitätssicherung und Verbesserungspotenzialen für kommende Projekte bedeutet. Es handelt sich hierbei nicht um einzelne ausgesuchte Projekte, sondern um den Standard für alle Großprojekte bei Bauer Spezialtiefbau.

Nationale und internationale Großprojekte

Tiefe Baugruben beim Neubau der 5. Schleusenkammer in Brunsbüttel

Dipl.-Ing. Jens Jehle

KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH Darmstadt

1 Kurzbeschreibung des Projektes

Der Nord-Ostsee-Kanal (NOK) verbindet die Elbmündung bei Brunsbüttel mit der Ostsee bei Kiel.

Der derzeitige Schleusenkomplex in Brunsbüttel besteht aus je zwei Doppelschleusen - der Kleinen (Alten) Schleuse im Süden und der Großen (Neuen) Schleuse im Norden der Anlage. Die Schleusenanlagen unterliegen dem Tideeinfluss der Nordsee. Die Schleusen überwinden die Wasserstandsdifferenzen zwischen Elbe und NOK. Daneben sind sie auch Bauwerke zum Küstenschutz und der Regulierung der Vorflut im Landesinneren.

Aufgrund des hohen Schiffsaufkommens und vor dem Hintergrund der erforderlichen Grundinstandsetzung der Großen Schleusen in Brunsbüttel wird der Neubau einer Schleusenkammer (5. Kammer) notwendig. Der Neubau der 5. Schleusenkammer wird zwischen den bestehenden Doppelschleusen der Kleinen und der Großen Schleuse auf der Schleuseninsel angeordnet (vgl. Bild 1).

Die Kammerlänge der 5. Schleuse beträgt ca. 360 m, die Kammerbreite ca. 45 m. Die Schleuse stellt eine Seeschleuse für die Seeschifffahrt dar, nutzbar für Schiffsbreiten bis ca. 44 m und bis zu einem Tiefgang von 11 m bei einer nutzbaren Kammerlänge von ca. 330 m.

Neben den Fähranlegern, Vorhäfen und Leitwerken gliedert sich das neue Bauwerk in drei wesentliche Abschnitte: Außenhaupt, Binnenhaupt und Schleusenkammer.



Bild 1 Luftbild der Schleuse Brunsbüttel mit Lage der 5. Schleusenkammer
[Quelle: ARGE Neubau 5. SKB]

Die Schleusenkammer wird mit rückverankerten Spundwänden in Kombination mit einer Abschirmplatte, die zusätzlich auf Bohrpfählen tiefgründet. Die Sohle der Schleusenkammer wird als rückverankerte Unterwasserbetonsohle ausgebildet.

Die Schleusenhäupter werden monolithisch und fugenlos aus Stahlbeton hergestellt. Die Tore stellen Schiebetore dar. Für die Errichtung der Häupter kommen tiefe Baugruben in kombinierter Spundwandbauweise zur Ausführung. Die Baugruben am Außenhaupt übernehmen auch den bauzeitlichen Hochwasserschutz.

Die Baugruben der Häupter sind 2-fach ausgesteift. Die Baugrubensohle wird durch eine rückverankerte UWB-Sohle gegen Auftrieb gesichert. Zur Aufnahme von Wasserdruckdifferenzen sowie Erddruckdifferenzen, die als Ganzes auf die Baugruben wirken, sind die Baugruben mit Mikropfählen bzw. Stahl-Fertigrammpfählen verankert.

Ferner stellen Brückenwageneinsätze, die Anforderungen an den Hochwasserschutz, ein komplexer Bauablauf sowie damit verbundene Verformungsverträglichkeiten zwischen den Baugruben die Planung und die Bauausführung vor große Herausforderungen.

Ausgeführt werden die Bauleistungen von der ARGE Neubau 5. Schleusenammer Brunsbüttel im Auftrag der WSV des Bundes. Die ARGE wird von BAM Infra bv, Wayss&Freytag Ingenieurbau AG und Wayss&Freytag Spezialtiefbau GmbH gebildet. Die technische Bearbeitung im Auftrag der ARGE erfolgt durch die Ingenieurgesellschaft aus grbv Ingenieure im Bauwesen GmbH & Co. KG und KREBS+KIEFER Ingenieure GmbH mit Fichtner Water & Transportation GmbH als Nachunternehmer.

2 Baugrund

Die Baugrundverhältnisse zeichnen sich durch bis zu ca. 30 m mächtige Kleiböden geringer Festigkeit aus. Die Kleiböden weisen einen geringen Steifemodul in der Größenordnung von 1,5 MPa bis 3,0 MPa auf.

Unter den Kleischichten lagern Kiessande, Geschiebemergel und Beckentone.

3 Baugrube Außenhaupt

3.1 Konstruktion

Die Baugrube für das Außenhaupt besteht aus zwei Baugruben, der Torkammer- sowie der Drempelbaugrube. An diese beiden Baugruben grenzen - neben der Bestandskaje im Vorhafen der Kleinen Schleuse - die folgenden Bauwerke der neuen Schleuse an:

- Schleusenammer mit Kammerwänden, Abschirmplatten und UWB-Sohle
- Elbseitiger Fähranleger
- Torhausbaugrube bzw. Torhaus

Da die Torkammerbaugrube vor der Drempelbaugrube hergestellt, stellt die Baugrubentrennwand ein Querschott dar. Die Drempelbaugrube umfasst den Drempel und den Toranschlagpfeiler. Auf Teilen der Drempelbaugrube lagert die Abschirmplatte des elbseitigen Fähranlegers auf.

Bild 2 gibt eine Übersicht über die Außenhauptbaugruben.

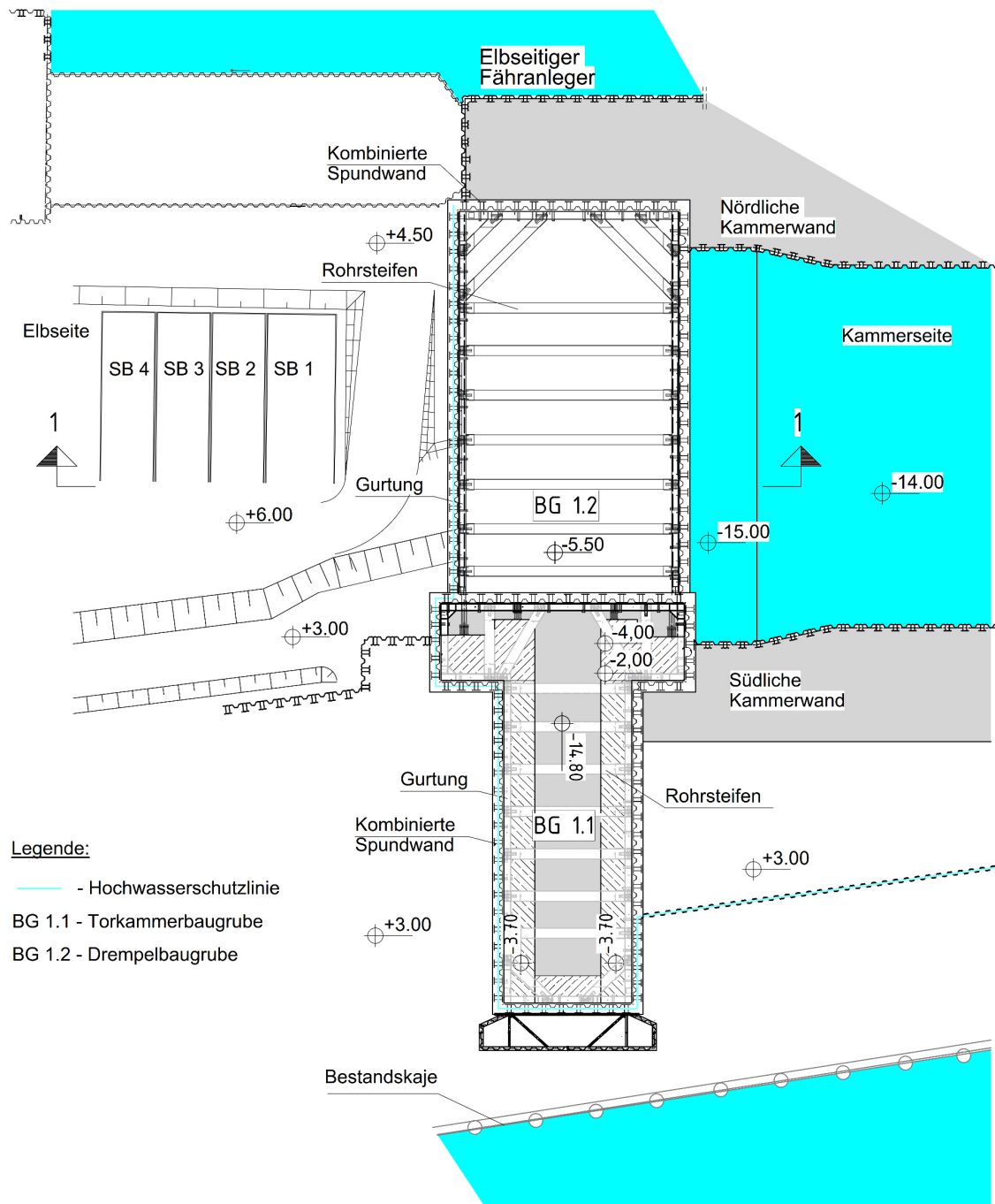


Bild 2 Übersicht Außenhauptbaugruben

Die kombinierten Spundwände der Außenhauptbaugruben werden mittels einer Einphasen-Schlitzwand eingebracht, wobei die Tragbohlen mit einem 3,0 m hohen Betonfuß versehen werden. Sowohl die Torkammer- als auch die Drempelbaugrube des Außenhauptes sind mit Rohrsteifen und Gurtungen 2-fach ausgesteift. Die Baugrubensohle wird durch eine mit Verpresspfählen rückverankerte UWB-Sohle gegen Auftrieb gesichert. Die UW-Betonsohle wird auf einer Ausgleichsschicht aus UW-Beton hergestellt.

Beide Baugruben befinden sich vollständig auf der Schleuseninsel.

Aufgrund des parallelen Aushubes in der angrenzenden Schleusenammer entstehen in der Drempelbaugrube „ungleiche Steifenkräfte“. Zur Aufnahme dieser „ungleichen Steifenkräfte“ sind einseitig in Höhe der 1. Steifenlage Verpresspfähle als Verankerungselemente vorgesehen. Die Verpresspfähle sind als Doppelanker in jedem Zwischenbohlenfeld angeordnet.

Die wesentlichen Tragwerk-Elemente der Außenhauptbaugruben fasst Tabelle 1 zusammen.

Tabelle 1 Wesentliche Tragwerk-Elemente der Außenhauptbaugruben

Bauteil	Merkmal	Torkammerbaugrube	Drempelbaugrube
Kombinierte Spundwand	Profil	HZ 1180MD-26 / AZ-26	HZ 1180MD-26 / AZ-26
	Stahlgüte Tragbohle / Zwischenbohle	S355 GP / S430 GP	S355 GP / S430 GP
	OK [m NHN]	+5,80	+5,80
	GOK [m NHN]	+3,00	+2,00 ÷ +6,50
	BGS [m NHN]	-23,00	-23,00
	UK Tragbohle [m NHN]	-34,70	-34,70
Steifen	UK Zwischenbohle [m NHN]	-24,50	-24,50
	Achse 1. Lage [m NHN]	-1,00	+1,00
Doppelanker	Achse 2. Lage [m NHN]	-6,00	-5,50
	Ø Stahlzugglied [mm]	-	63,5
	Mittl. Ansatzpunkt [m NHN]	-	+1,0 ± 0,5
	Mittl. Neigung [°]	-	45 ± 2,5
UWB-Sohle	Mittl. Länge [m]	-	51,80 ± 0,3
	OK [m NHN]	-19,30	-19,30
	UK [m NHN]	-20,80	-21,30
	Rechnerische Dicke [m]	1,30	1,80
	UK Mikropfähle [m NHN]	-47,10	-47,10

Bild 3 zeigt einen Schnitt durch die Drempelbaugrube des Außenhauptes. Die Schnittführung ist in Bild 2 dargestellt.

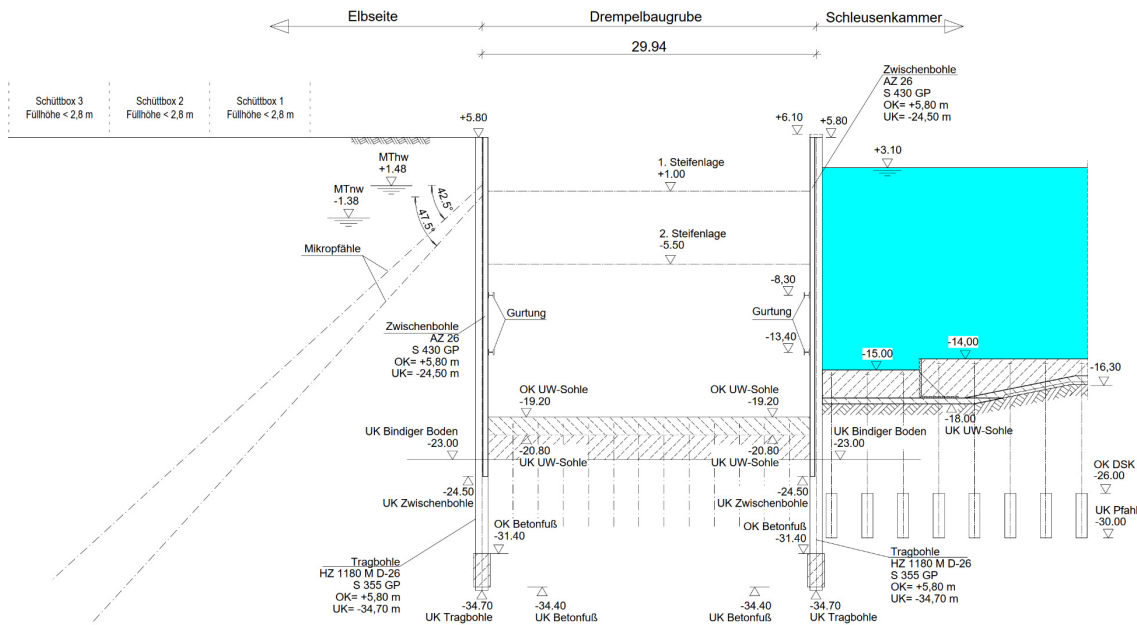


Bild 3 Schnitt 1-1, Drempelbaugrube Außenhaupt

Verpresspfähle können nicht vorgespannt werden. Bis sie die Lasten aus dem Differenzwasserdruck zur Schleusenkaammer aufnehmen, verschiebt sich die Drempelbaugrube um ca. 10 bis 15 cm in Richtung Schleusenkaammer. Zu diesem Zeitpunkt ist die Torkammer bereits weitgehend hergestellt. Eine schadlose Aufnahme der Differenzverformungen der beiden Baugruben über den Querschott kann nicht sichergestellt werden. Daher werden die Gurtungsrahmen der Aussteifungsebenen in ihrem Durchleitungspunkt zur Torkammerbaugrube durch einen Dreibock gestützt. Die Lasten werden auf den Massivbau der Torkammer abgeleitet.

Damit die Füllbohlen die hohen Wasserdrücke aufnehmen können, werden die Füllbohlen durch an den Tragbohlen befestigte Gurtungsträger gestützt.

- 3. Lage Gurtung - 8,30 m NHN
- 4. Lage Gurtung - 13,40 m NHN

3.2 Maßgebende Bauphasen

Bild 4 bis Bild 7 zeigen die wesentlichen maßgebenden Bauphasen:

- Nassbaggeraushub für die Ermittlung der Einbindetiefe
- Lenzen Einbau 2. Steifenlage für die Beanspruchung der 1. Steifenlage
- Vollständig gelenzte Baugrube für die Beanspruchung der Baugrubenwand und der 2. Steifenlage
- Lenzen Schleusenkaammer für die Beanspruchung der Verankerung

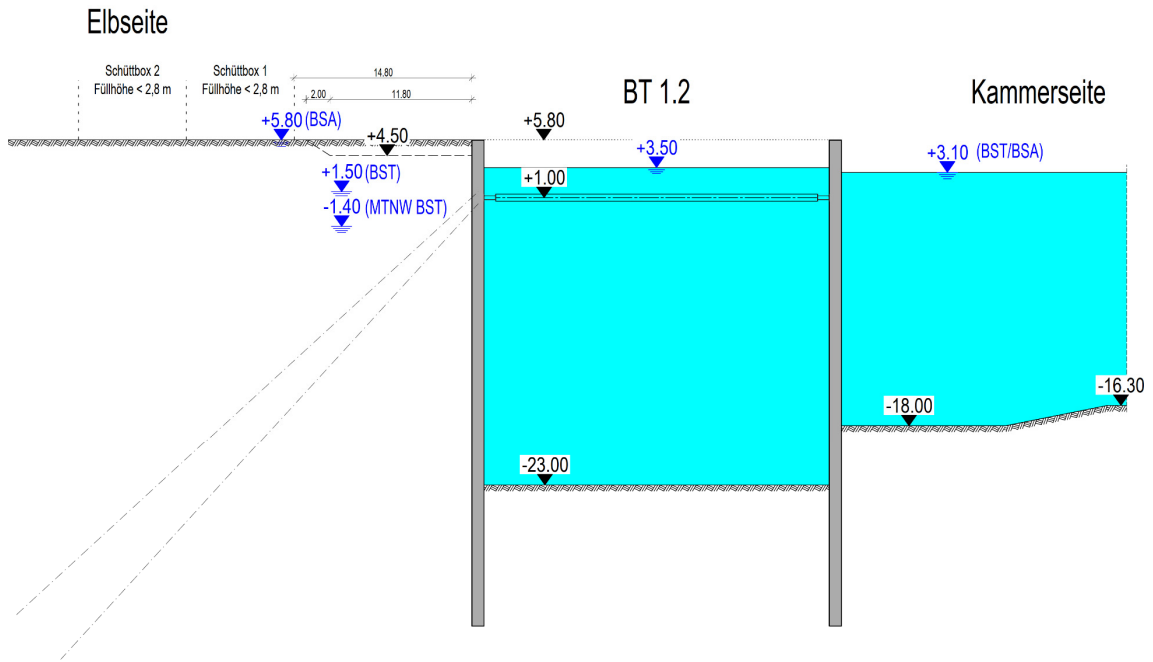


Bild 4 Nassbaggeraushub für Einbau UWB-Sohle

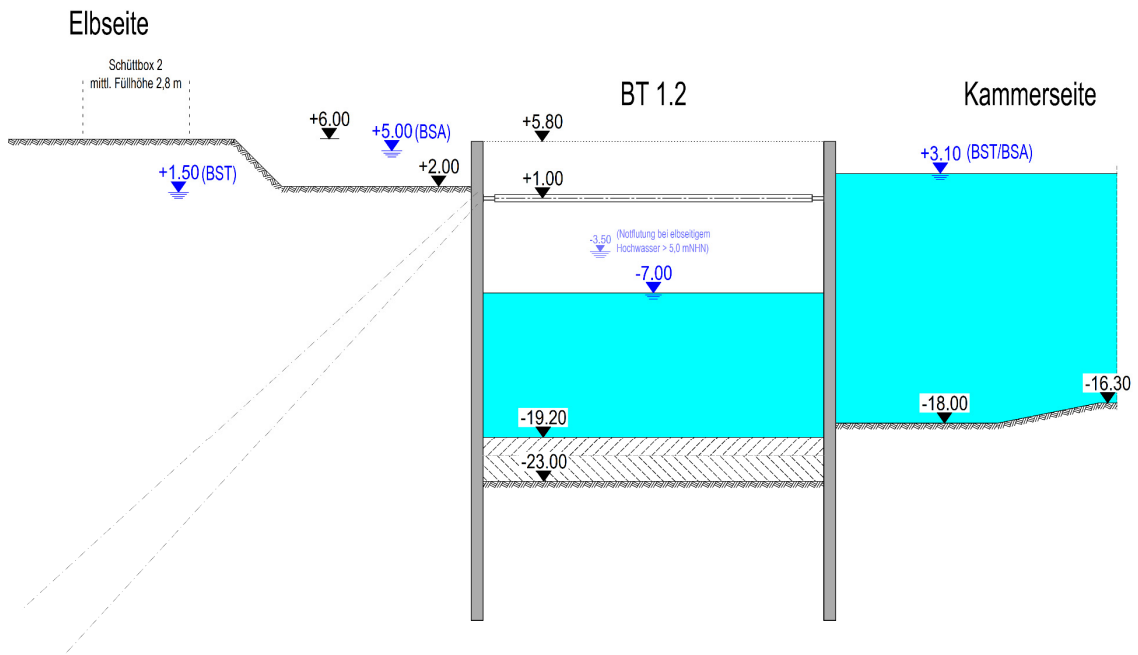


Bild 5 Lenzen für Einbau 2. Steifenlage

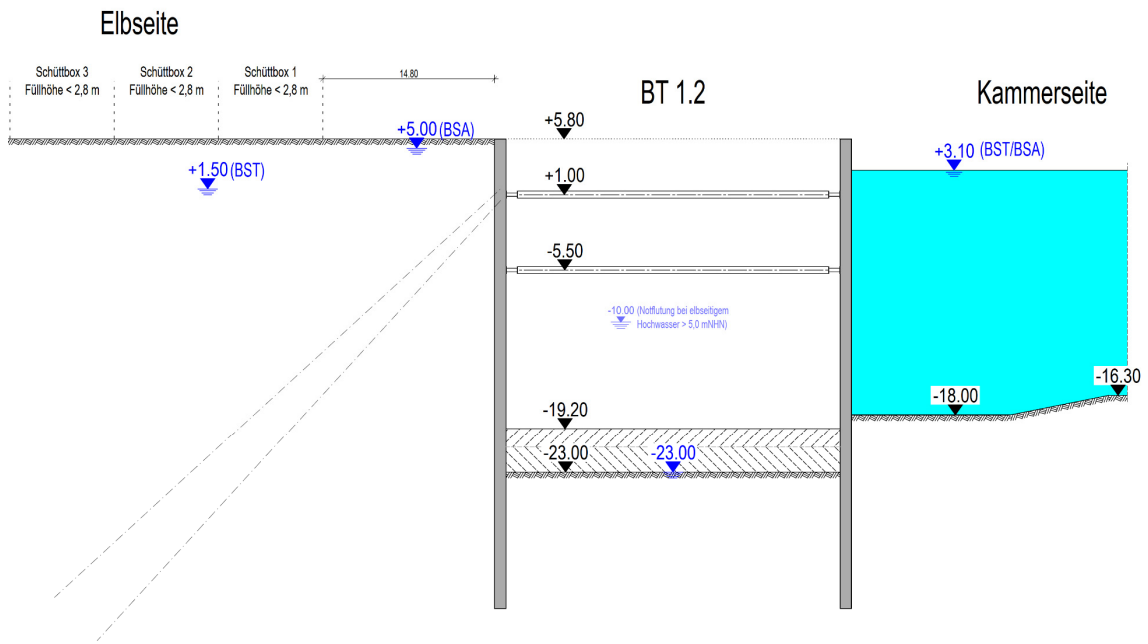


Bild 6 Vollständig gelenzte Baugrube

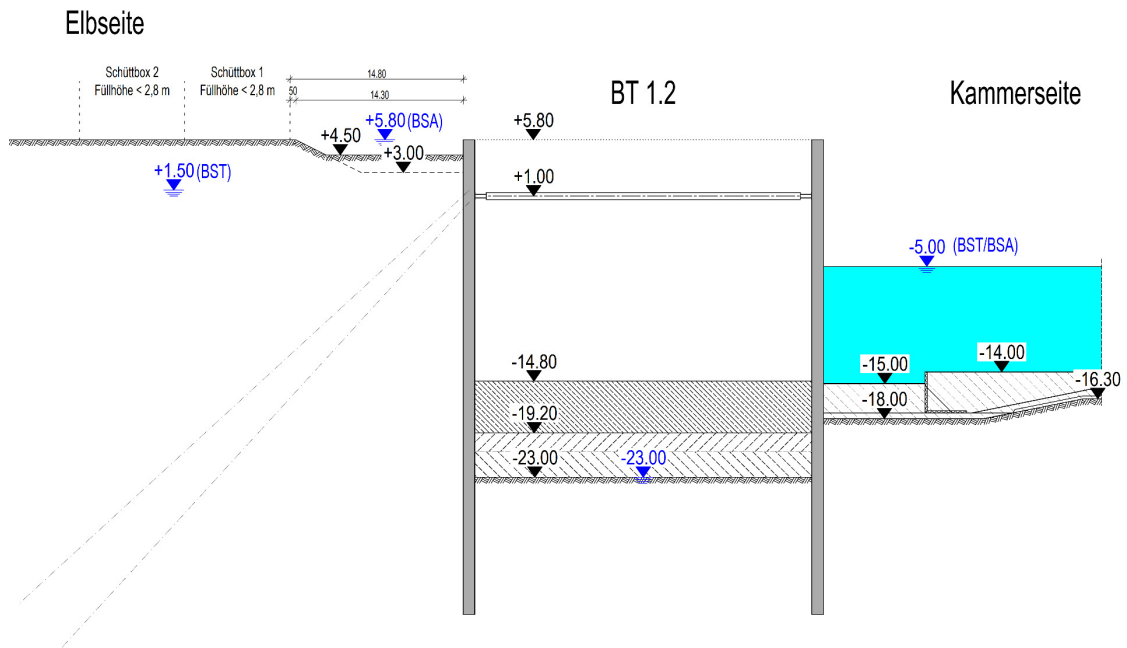


Bild 7 Lenzen Schleusenammer für Einbau Vorsatzschale

4 Baugrube Binnenhaupt

4.1 Konstruktion

Die Baugrube für das Binnenhaupt besteht wie das Außenhaupt aus zwei Baugruben, der Torkammer- sowie der Drempelbaugrube. An diese beiden Baugruben grenzen die folgenden Bauwerke der neuen Schleuse an:

- Schleusenkammer mit Kammerwänden, Abschirmplatten und UWB-Sohle
- Fähranleger Schleuseninsel
- Anschlussbauwerk an die Kleine Schleuse
- Torhausbaugrube bzw. Torhaus

Die Herstellreihenfolge der Binnenhauptbaugruben und ihr wesentlicher Aufbau sind entsprechend den Außenhauptbaugruben. Große Teile der Binnenhauptbaugruben befinden sich im Bereich des ehemaligen Binnenhafens. Ein wesentlicher Unterschied ist daher, dass die Spundwände der Drempelbaugrube vollständig und Teile der Torkammerbaugrube vom Wasser aus hergestellt werden müssen.

Bild 8 gibt eine Übersicht über die Binnenhauptbaugruben.

Die vom Wasser aus hergestellten Tragbohlen der kombinierten Spundwände werden mit Mantelbohrungen eingebracht, wobei die Tragbohlen mit einem 3,0 m hohen Betonfuß versehen werden. An beiden Flanschen der Tragbohlen werden Zwischenbohlen, d.h. innen und außen, eingesetzt. Der Zwischenraum wird teilweise mit Beton verfüllt. Dort, wo die kombinierten Spundwände von Land aus eingebracht werden können, erfolgt die Herstellung wie für das Außenhaupt.

Sowohl die Torkammer- als auch die Drempelbaugrube des Außenhauptes sind mit Rohrsteifen und Gurtungen 2-fach ausgesteift. Die Baugrubensohle wird durch eine mit Bohrpfählen rückverankerte UWB-Sohle gegen Auftrieb gesichert. Die UW-Betonsohle wird auf einer Ausgleichsschicht aus UW-Beton hergestellt. Die Bohrpfähle sind Teil der späteren Tiefgründung des Binnenhauptes.

Teile der Torkammerbaugrubenwände sind mit Verpresspfählen in Höhe der 1. Steifenlage rückverankert zur Aufnahme von ungleichen Steifenkräften. Diese resultieren aus der Lage zum Binnenhafen und der Tatsache, dass Wandbereiche an vormals geböschten Ufern hinterfüllt werden.

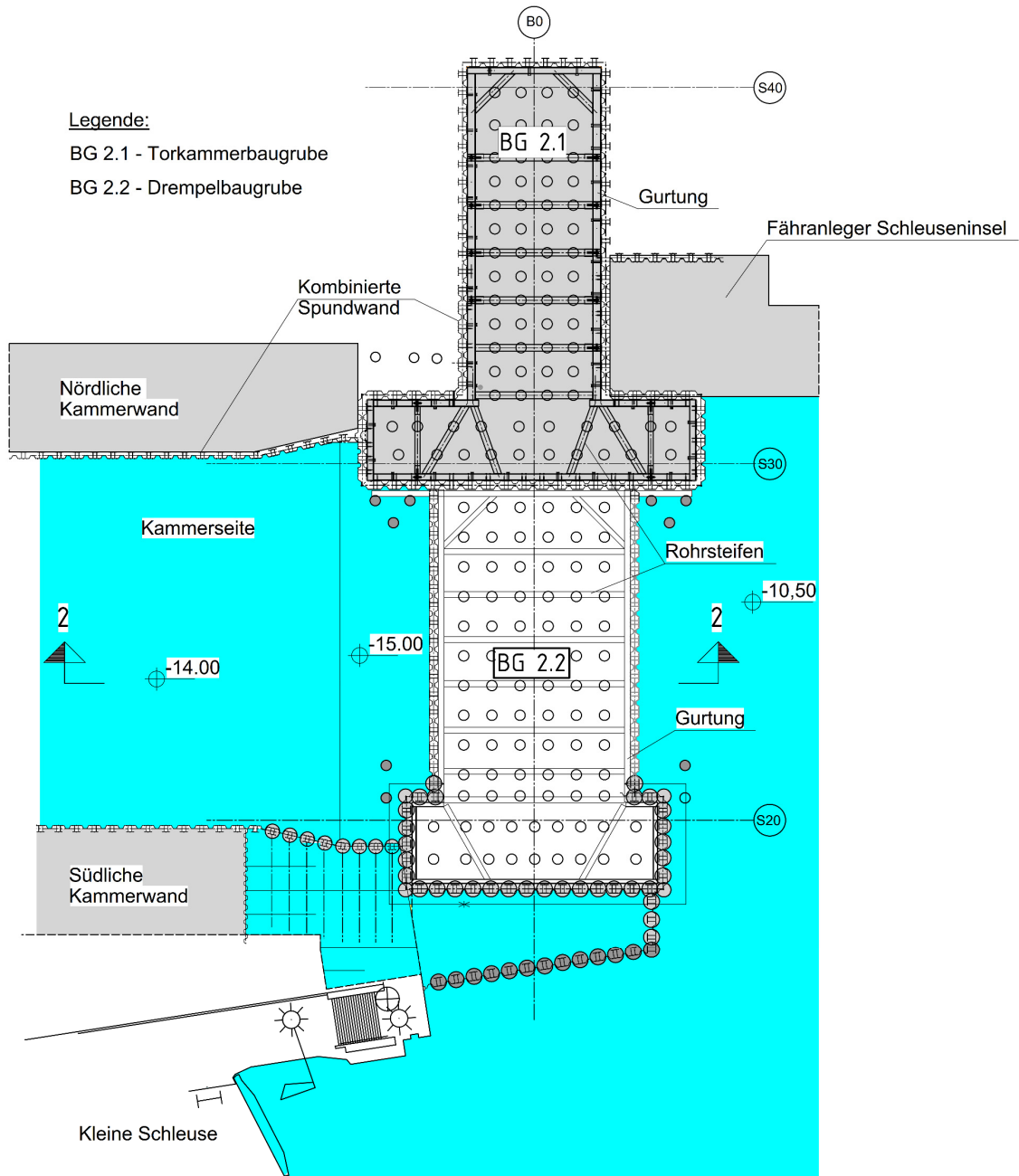


Bild 8 Übersicht Binnenhauptbaugruben

Aufgrund des parallelen Aushubes in der angrenzenden Schleusenkammer entstehen „ungleiche Steifenkräfte“. Zur Aufnahme dieser „ungleichen Steifenkräfte“ sind für die Drempelbaugrube NOK-seitig über der 1. Steifenlage Stahlrammpfähle als Verankerungselemente vorgesehen, da Druck- und Zugkräfte aufgenommen werden müssen.

Die wesentlichen Tragwerk-Elemente der Binnenhauptbaugruben fasst Tabelle 2 zusammen.

Tabelle 2 Wesentliche Tragwerk-Elemente der Binnenhauptbaugruben

Bauteil	Merkmal	Torkammerbaugrube	Drempelbaugrube (Regelbereich)
Kombinierte Spundwand	Profil Tragbohle	HZ 1180MC-26 / AZ-26	HZ 1180MC-26
	Profil Zwischenbohle außen/innen	AZ-26 / AZ-18	AZ-26 / AZ-18
	Stahlgüte Tragbohle / Zwischenbohle	S355 GP / S355 GP (innen S240 GP)	S355 GP / S355 GP (innen: S240 GP)
	OK [m NHN]	+4,00	+4,00
	GOK [m NHN]	+3,00	-10,50
	BGS [m NHN]	-23,00	-23,70
	UK Tragbohle [m NHN]	-33,00 (-36,00 bzw. -37,00)	-29,70
	UK Zwischenbohle [m NHN]	-24,50	-24,50
Steifen	Achse 1. Lage [m NHN]	+1,00	+1,00
	Achse 2. Lage [m NHN]	-7,00	-5,00
Stahlrammpfähle	Profil	-	RO610x16 + 2xHEA500
	Ansatzpunkt [m NHN]	-	+2,50
	Mittl. Neigung [°]	-	45 ± 1,5
	Länge [m]	-	45,05 (46,00)
UWB-Sohle	OK [m NHN]	-19,30	-19,30
	UK [m NHN]	-22,50	-23,20
	UK Ausgleichsschicht [m NHN]	-23,00	23,70

Bild 9 zeigt einen Schnitt durch die Drempelbaugrube des Außenhauptes. Die Schnittführung ist in Bild 8 dargestellt.

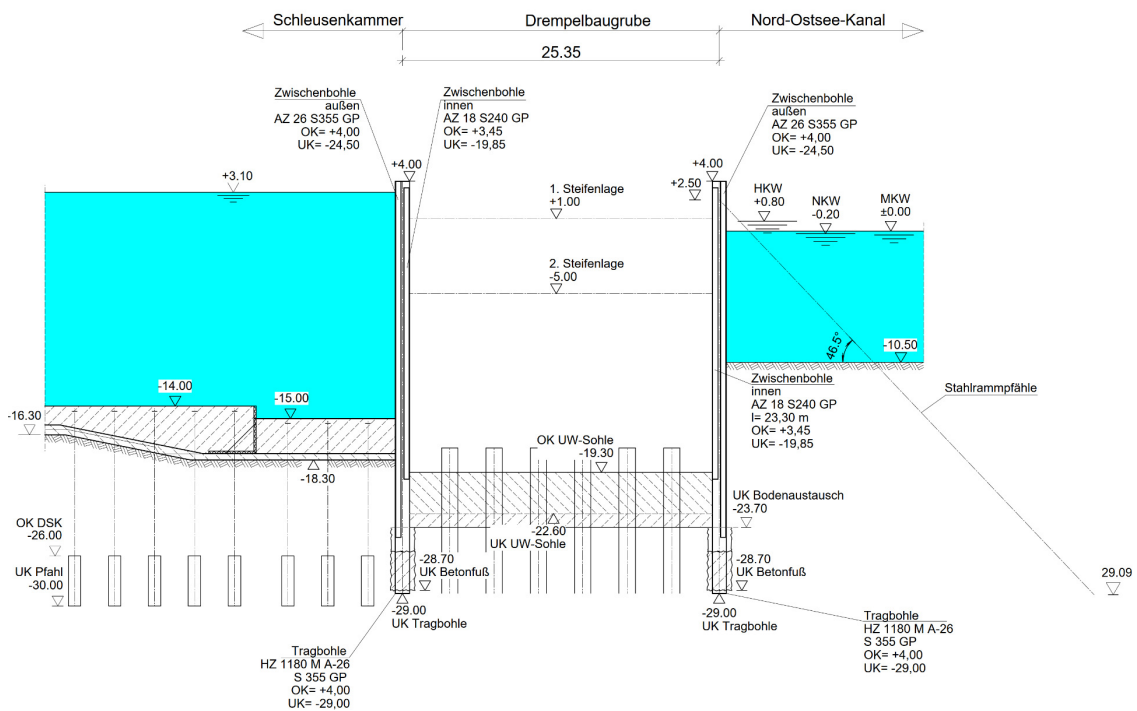


Bild 9 Schnitt 2-2, Drempelbaugrube Binnenhaupt

Die 1. Steifenlage der Drempelbaugrube liegt auf derselben Höhe wie die 1. Lage der Torkammerbaugrube. Sie wird eingebaut während die 2. Steifenlage in der Torkammerbaugrube eingebaut wird. Die Durchleitungskräfte von der Drempelbaugrube in die Torkammerbaugrube werden durch jede Tragbohle auf die 1. Steifenlage der Torkammerbaugrube übertragen.

Die 2. Steifenlage der Torkammerbaugrube wird zu einem Zeitpunkt eingebaut, wo diese auf den Massivbau der Torkammer abgestützt werden kann. Ein Stützbock ist an dieser Stelle nicht notwendig, da die Relativverschiebungen zwischen den Baugruben ausreichend klein ausfallen.

4.2 Maßgebende Bauphasen

Bild 10 bis Bild 13 zeigt analog zu Kapitel 3.2 die wesentlichen maßgebenden Bauphasen.

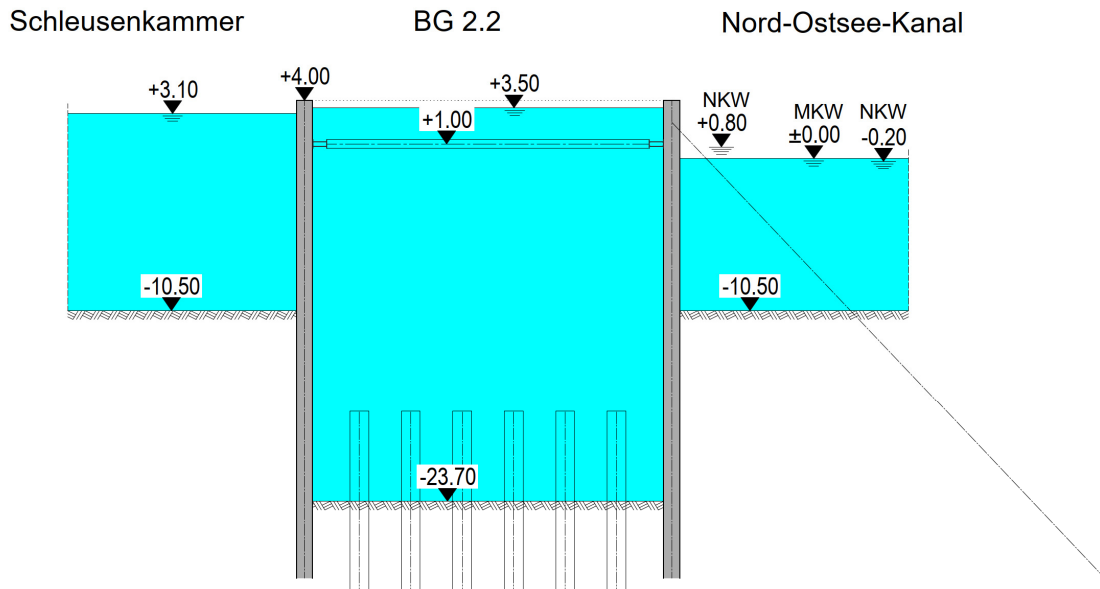


Bild 10 Nassbaggeraushub für Einbau UWB-Sohle

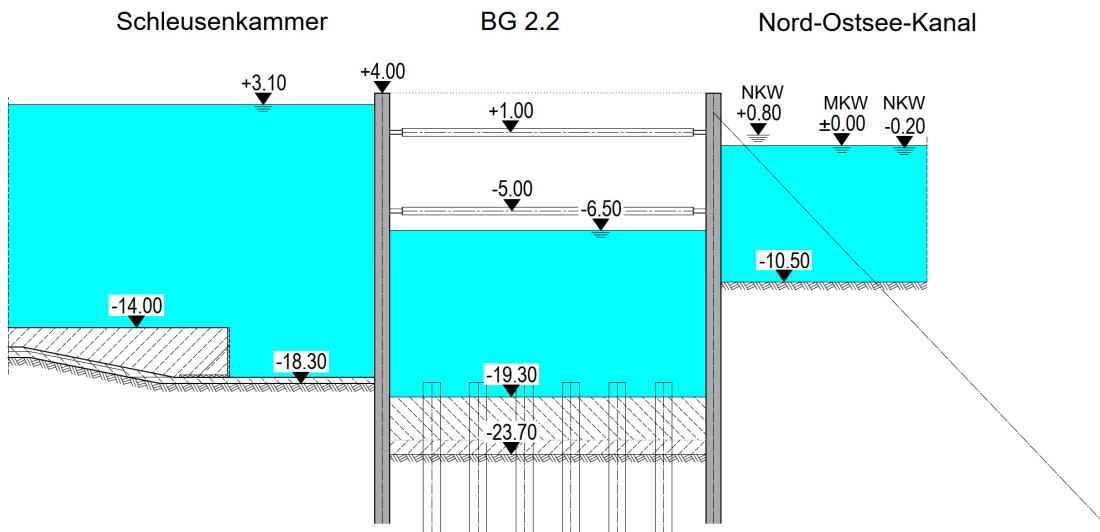


Bild 11 Lenzen für Einbau 2. Steifenlage

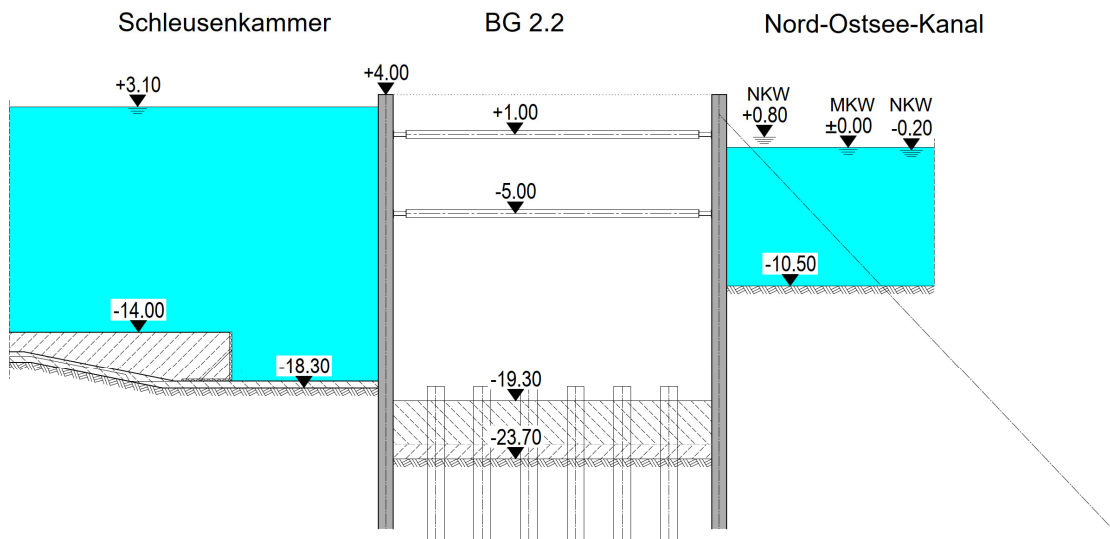


Bild 12 Vollständig gelenzte Baugrube

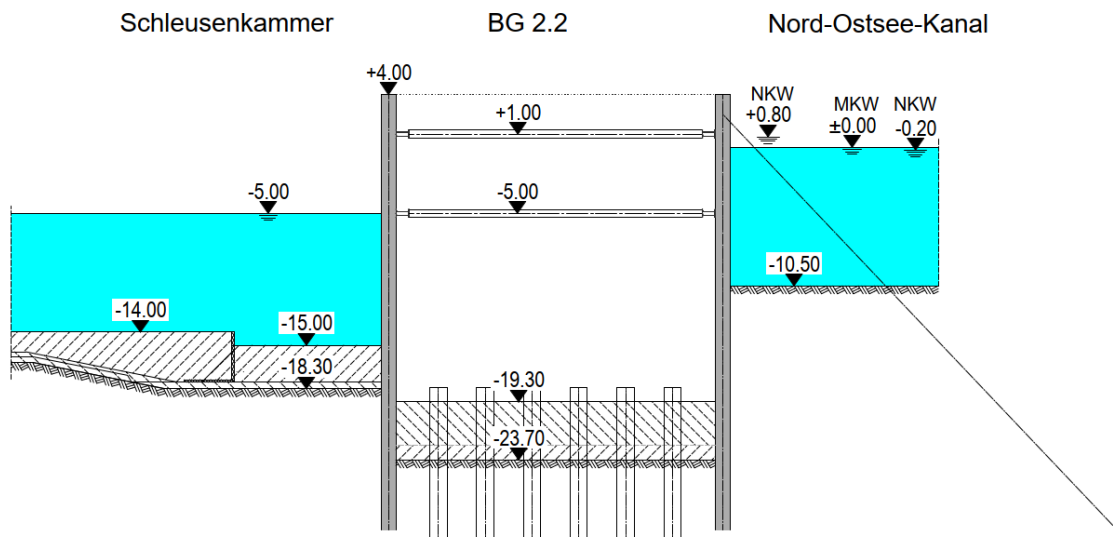


Bild 13 Lenzen Schleusenkammer für Einbau Vorsatzschale

5 Aspekte der Tragwerksplanung

5.1 Spundwandberechnung

Mit herkömmlichen geotechnischen Programmen werden die einzelnen Baugrubenwandabschnitte separat voneinander berechnet. Zwei Aspekte dürfen nicht vernachlässigt werden.

Beim Einbau der 2. Steifenlage sind die Verformungen der Baugrubenwand in Höhe der 2. Steifenlage aufgrund des schon erfolgten Nassbaggeraushubes relativ groß und damit erheblich größer als die Zusammendrückung der Steife unter Last. Um das Stützmoment der Baugrubenwand in Höhe der UWB-Sohle im Endzustand der Baugrube nicht zu unterschätzen, ist daher eine Berechnung unter Berücksichtigung von Vorverformungen notwendig.

Die kammerseitige sowie die elbseitige bzw. NOK-seitige Baugrubenwand der Drempelbaugrube sind durch die Steifen miteinander fest verbunden (gekoppelt). Für eine richtige Beschreibung des Tragverhaltens müssen bei der Berechnung dieser gegenüberliegenden Wandseiten zwei Bedingungen erfüllt sein.

- Kräftegleichgewicht: Identität der Steifenkräfte in beiden Wandberechnungen.
- Verformungsverträglichkeit: Der beim Einbau eingeprägte Abstand zwischen den beiden Wandseiten muss unter Berücksichtigung der Steifendehnungen unter Last erhalten bleiben.

Für die Berechnung der elbseitigen und der kammerseitigen Baugrubenwand wird das gekoppelte Gesamtsystem, wie in Bild 14 zu sehen, in der Mitte der Baugrube freigeschnitten. Die Steifenkräfte werden an beiden Seiten als äußere Kräfte angesetzt (Erfüllung des Kräftegleichgewichts). Die Kraftgrößen werden so lange iteriert, bis die Bedingung der Verformungsverträglichkeit für die Steifenlagen ausreichend genau erfüllt ist.

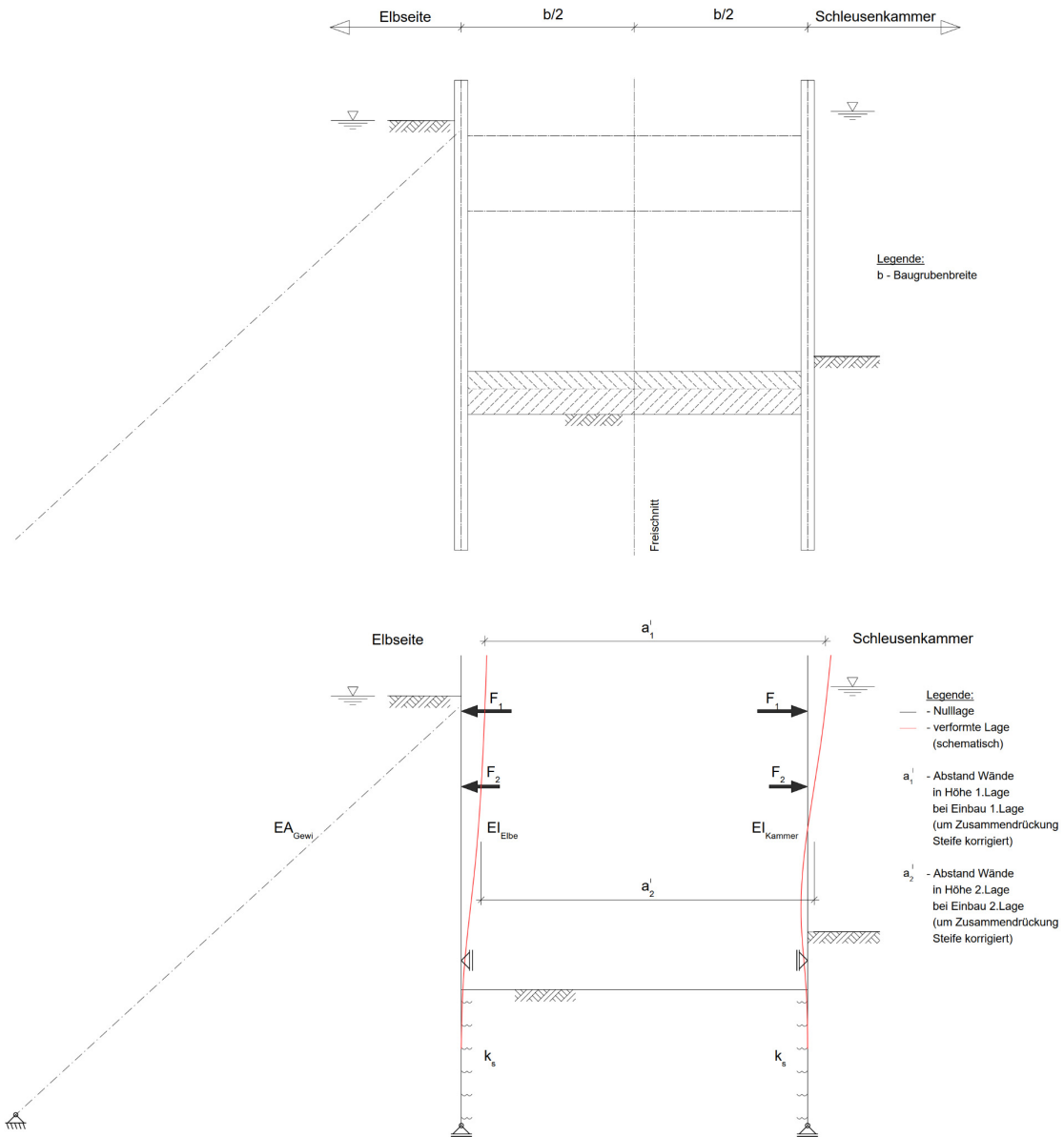


Bild 14 Statisches System gekoppelte Baugrubenwände

5.2 Zwischenbohlen

Die Baugrubenwände müssen Wasserdruckdifferenzen von bis zu ca. 25 m aufnehmen.

Die Zwischenbohlen fungieren bei einer kombinierten Spundwand als Ausfachung. Da die Wasserdruckdifferenzen die maximal zulässigen Wasserdruckdifferenzen gemäß Herstellerangaben aus Versuchen ($\Delta p_{\max,k} \approx 155 \text{ kN/m}^2$) bei Weitem überschreiten, ist eine zusätzliche Stützung der Füllbohlen erforderlich.

Zwei statische Lösungskonzepte finden Anwendung.

Durch die Einphasen-Schlitzwandmasse kann ein Lastabtrag des Wasserdruckes und des Erddruckes über Gewölbewirkung in der Schlitzwandmasse erfolgen. Die Zwischenbohle stellt dann lediglich ein Abschalelement dar und muss nicht nachgewiesen werden. Voraussetzung hierfür ist, dass die Schlitzwandmasse rissfrei ist und die Tragbohlenprofile fugenfrei umschließt, damit kein Spaltwasser zwischen Dichtwandmasse und Zwischenbohle eindringen kann. Um dies sicherstellen zu können, werden die Zwischenbohlen mit Entwässerungsbohrungen versehen. Bei Wasserandrang werden die Zwischenbohlen durch umlaufende Gurtungen verstärkt. Die Gurtungen stützen die Zwischenbohlen und sind mit den Tragbohlen verbunden. Dort, wo die Schlitzwandmasse aufgrund des Bauablaufs nicht verbleiben kann, wird diese Verstärkung planmäßig vorgesehen.

Wirkt zumindest der Wasserdruck auf die Zwischenbohlen, werden diese gemäß DIN EN 1993-5 nachgewiesen. Ein denkbare vereinfachtes statisches System für den Lastabtrag in Blechdickenrichtung (Tragverhalten in Querrichtung der Spundwand) in Anlehnung an DIN EN 1993-5 zeigt Bild 15.

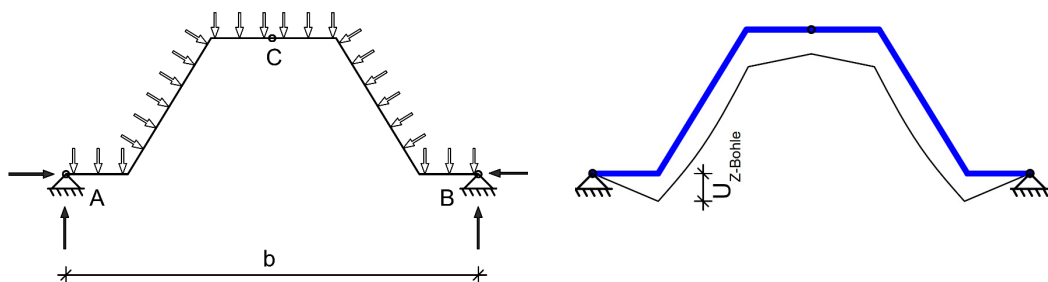


Bild 15 Zwischen Bohle Statisches System (links), Verformung schematisch (rechts)

Durch die Stützung der Zwischenbohlen durch zusätzliche Gurtungslagen wird auch die Tragwirkung in Längsrichtung der Spundwand genutzt. Es liegt damit kein einaxiales Tragverhalten, wie in dem vereinfachten statischen Modell nach DIN EN 1993-5 beschrieben, sondern ein zweiaxiales Tragverhalten vor.

Dieses zweiaxiale Tragverhalten kann durch ein einfaches Stabwerksmodell abgebildet werden.

Vereinfacht stellt das statische System der Zwischenbohle einen gebetteten Durchlaufträger dar, der in Höhe der Gurtungen unverschieblich gelagert ist. Die Bettung ergibt sich zum einen aus der Auflagerung der Zwischenbohle auf den Flanschen der Tragbohle, die sich unter der aufgenommenen Last elastisch verformen (Federsteifigkeit C_{Flansch}). Zum anderen verformt sich die Zwischenbohle aus der Beanspruchung desjenigen Lastanteils, der in Querrichtung gemäß dem statischen System in Bild 15 abgetragen wird. Aus dieser

Verformung lässt sich eine weitere Federsteifigkeit C_{Quer} des Systems ableiten. Diese Verformung ist zudem ein Maß dafür, welchen Anteil die Ausfachungswirkung am Lastabtrag hat. Die Gesamtfedersteifigkeit für die Stabbettung ergibt sich zu.

$$\frac{1}{C_{\text{Gesamt}}} = \frac{1}{C_{\text{Flansch}}} + \frac{1}{C_{\text{Quer}}}. \quad (1)$$

Aus der Kontaktspannung, die für den gebetteten Stab errechnet wird, lässt sich sowohl die Beanspruchung in Blechdickenrichtung als auch die Größe der Linienlagerkräfte am Flansch der Tragbohle bestimmen. Die Kontaktspannung muss hierfür lediglich mit einem zugehörigen Umrechnungsfaktor multipliziert werden. Der Umrechnungsfaktor folgt aus den Profilabmessungen der kombinierten Spundwand und dem gewählten statischen System der Zwischenbohle in Querrichtung.

Das Moment aus der Berechnung des gebetteten Balkens ist mit dem Moment aus der Schnittgrößenberechnung der Baugrubenwand nach der elastischen Biegelehre zu superponieren.

Damit können über die Schnittgrößen des gebetteten Balkens die Beanspruchung in Spundwandlängsrichtung und aus der Kontaktspannung die Beanspruchung in Spundwandquerrichtung ermittelt werden. Mit dem dargelegten Modell ist damit ein Nachweis des zweiaxialen Spannungszustands der Zwischenbohle nach der linearen Elastizitätstheorie möglich.

Die Beanspruchung des Flansches der Tragbohle aus der Abstützung der Zwischenbohlen wird bei der Bemessung der Tragbohlen berücksichtigt.

Bei der Modellierung werden Rammimperfektionen sowie Teileinspannungen im Schloss vernachlässigt.

Für die Binnenhauptbaugrube wird dort, wo die Spundwand vom Wasser aus eingebracht wird, für die Zwischenausfachung ein grundsätzlich anderes System angewandt. Die Ausfachung der kombinierten Spundwand besteht aus zwei AZ-Doppebohlen, einer äußeren und einer inneren. Nach dem Einbringen der Tragbohlen in Mantelbohrungen werden die äußeren Zwischenbohlen eingerammt. Bei Bedarf werden Räumungsbohrungen ausgeführt. Nach dem Nassbaggeraushub werden vor dem Einbringen der UWB-Sohle die inneren Zwischenbohlen gesetzt. Nach dem Einbau der UWB-Sohle wird der Zwischenraum der Zwischenbohlen mit Beton verfüllt. Die Zwischenbohlen stellen damit Abschalelemente für den Beton dar. Ein Lastabtrag der Wasserdruckkräfte auf die Tragbohlen erfolgt damit durch Gewölbewirkung in den Ausrundungsradius der Tragbohlprofile. An den Baugrubenecken ist zu beachten, dass durch unterschiedliche Gewölbekräfte- und richtungen, die Tragbohlen auch um ihre schwache Achse beansprucht werden können.

5.3 Aussteifungsebenen

Die Aussteifungsrahmen der Drempelbaugrube Außenhaupt sind u-förmig in Richtung Querschott zur Torkammer geöffnet. Hierdurch müssen über die Gurtungen des Aussteifungsrahmens Normalkräfte in Richtung Torkammer durch den Querschott geleitet werden. In der 1. Steifenlage betragen diese Gurtnormalkräfte ca. 15 MN für den maßgebenden Lastfall. Die Normalkräfte resultieren aus der Stützung der Baugrubenwand, die Teil des elbseitigen Fähranlegers ist, der Teil der Hochwasserschutzlinie ist.

Ferner ist der Durchleitungspunkt am Querschott durch eine Stützbockkonstruktion in horizontaler Ebene zu halten, um schädliche Differenzverformungen zwischen Torkammer- und Drempelbaugrube am Querschott zu vermeiden. Der Stützbock lagert fest am bereits hergestellten Massivbau der Torkammer auf.

Das Tragwerk der jeweiligen Steifenlage wird als gebettetes Rahmensystem inklusive Stützbockkonstruktion modelliert. Die Stabzüge der Gurtungen sind abschnittsweise gebettet, wobei die Bettungswerte folgende Sachverhalte abbilden:

- Verankerung in Höhe der 1. Steifenlage
- Steifigkeit der Baugrubenwände
- Lastübertrag aus der 2. Steifenlage über die Tragprofile der Baugrubenwand in die 1. Steifenlage und in die Verankerung
- Lagerung der Tragbohlen in der Abschirmplatte des elbseitigen Fähranlegers und der Abschirmplatte der Schleusenkamerwand (mit Bohrpfählen tiefgegründet)

Die Bettung, die in der 2. Lage den Lastabtrag in die Verankerung der 1. Lage beschreibt erfordert in den betreffenden Bauphasen eine Berechnung der Aussteifungsebenen von unten nach oben. Aus der Kontaktspannung dieses Bettungsanteils wird eine zusätzliche Einwirkung auf die 1. Steifenlage modelliert.

Die Lagerungsbedingungen am Massivbau werden durch feste Lager abgebildet.

Bild 16 zeigt das statische System exemplarisch für die 1. Steifenlage inklusive Verformungsfigur in der Bauphase, während die Schleusenkamer gelenzt ist.

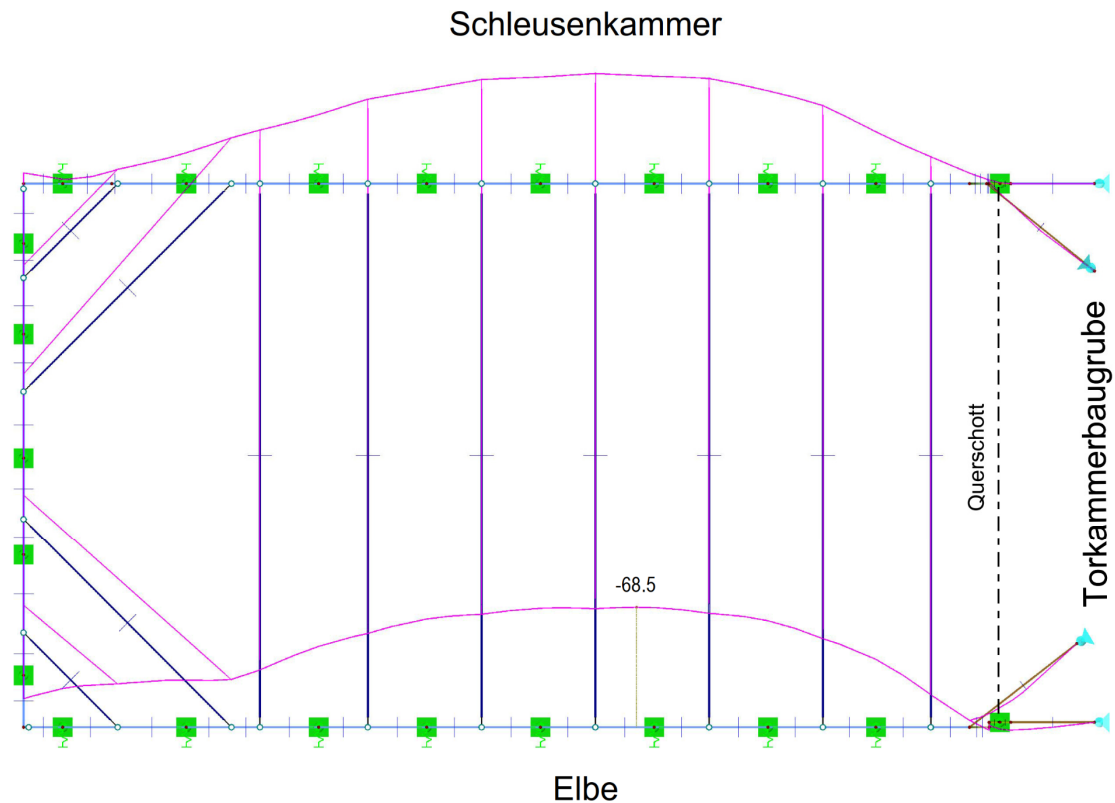


Bild 16 Drempelbaugrube Außenhaupt, Statisches System und Verformungen

Die Einwirkungen („ungleichen Steifenkräfte“) auf die Gurtungen der jeweilige Aussteifungsebene werden durch eine separate bauphasenweise Berechnung der jeweiligen Baugrubenwandschnitte bestimmt.

Die Modellierung der Binnenhauptbaugrube erfolgt in gleicher Weise. Es ergeben sich lediglich Unterschiede in der Lastdurchleitung zur Torkammerbaugrube, auf die hier nicht näher eingegangen werden kann. Es sei auf Stichworte verwiesen.

- Abweichender Bauablauf zwischen Torkammer- und Drempelbaugrube.
- Teile der Baugrube werden im Wasser eingebracht.
- Brückenwageneinsatz auf der Drempelbaugrube für das Rammen der Druck-Zug-Pfähle im NOK
- Die 1. Steifenlagen beider Baugruben liegen in derselben Höhe. Die Lastdurchleitung aus der Drempelbaugrube erfolgt damit unmittelbar in die 1. Steifenlage der Torkammerbaugrube. Aufgrund des notwendigen Lastabtrages und der Konzeption der Torkammerbaugrube erfolgt die Durchleitung über jede Tragbohle der Trennwand.

5.4 Stahlrammpfähle

Für das Einbringen der Stahlrammpfähle kommt ein Brückenwagen zum Einsatz. Hierfür werden Kranschiene am Kopf der kombinierten Spundwand vorgesehen. Gleit- und Festlager der Kranschienekonstruktion stellen sicher, dass keine nennenswerten Zwangskräfte über den Brückenwagen in die Baugrubenwände eingeleitet werden können. Spurhaltestangen, welche die die beiden Kranschiene verbinden, stellen sicher, dass die unterschiedlichen Verformungen der Spundwandköpfe nicht zu einer Veränderung der Spurweite führen.

Die Stahlrammpfähle werden zwischen den Tragbohlen eingerammt, wobei OK Spundwand bei +4,00 m NHN, der Pfahlansatzpunkt in der Schwerelinie der Baugrubenwand bei +2,50 m NHN und die Gewässersohle bei - 10,50 m NHN liegen. Der Pfahlachsabstand entspricht mit 2,26 m der Systemweite der kombinierten Spundwand. Die lichte Weite zwischen den Tragbohlen beträgt 1,26 m abzüglich der Schlossprofile, wodurch die Abmessung der Stahlrammpfähle begrenzt ist. Zur Vermeidung einer Gruppenwirkung zwischen den einzelnen Pfählen werden diese um $\pm 1,5^\circ$ aufgefächert.

Der obere Pfahlschaft besteht aus einem Rohrprofil $\text{Ø } 610 \times 16$. In den tragfähigen Schichten wird der Pfahlschaft mit $2 \times \text{HEA } 500$ -Profilen ausgebildet, die das Rohrprofil verlängern. Die HEA-Profile werden mit Bindeblechen verbunden, um ein Aufspreizen oder Abreißen der HEA-Profile beim Rammvorgang zu verhindern. Bild 17 zeigt den Pfahlquerschnitt im Bereich der Überlappung beider Profile. Bild 18 stellt einen Schnitt durch die Verankerung dar.

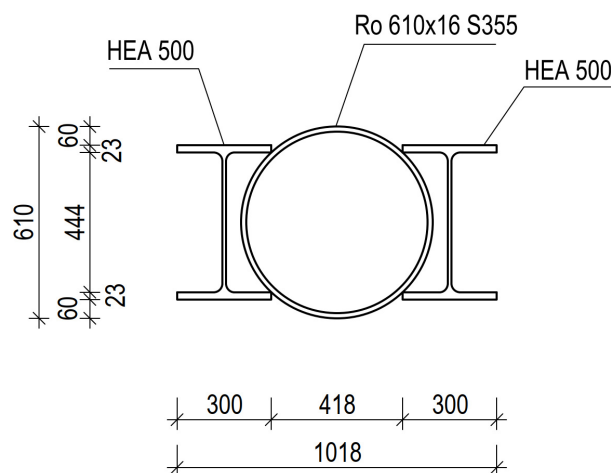


Bild 17 Querschnitt Stahlrammpfahl (Überlappungsbereich)

Der beschriebene Aufbau wird gewählt, um das Gewicht und die Länge der Pfähle zu optimieren, damit die zulässigen Hebelasten der verfügbaren Hebezeuge sowie die maximale Länge des Mäklers eingehalten werden können.

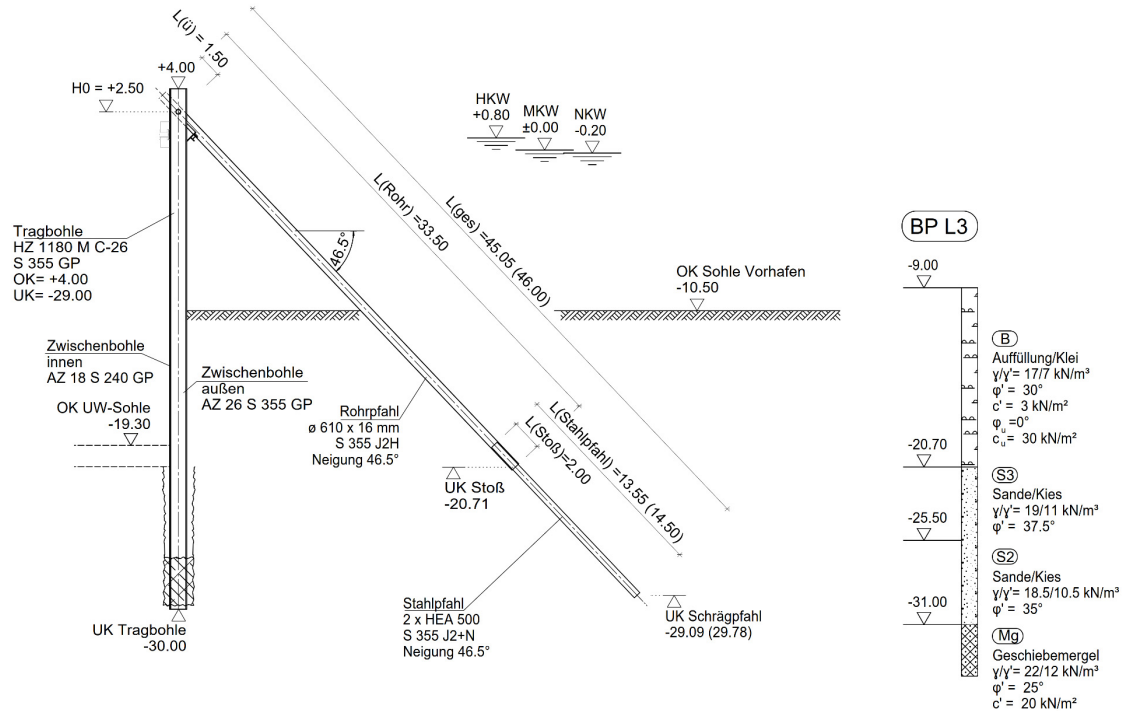


Bild 18 Schnitt Druck-Zug-Pfähle Binnenhaupt

Bei der Ermittlung der Pfahlwiderstände werden zunächst die Pfahlwiderstände der einzelnen HEA-Profile ermittelt. Da die HEA-Profile eines Stahlrammpfahles eine Gruppe bilden, werden der Spitzenwiderstand und der Mantelwiderstand mit folgender Überlegung abgemindert.

Es werden Kreise mit ihrem Mittelpunkt im Schwerpunkt der HEA-Profile angetragen. Ihr Durchmesser entspricht dem äquivalenten Durchmesser der Profile nach EA-Pfähle. Die Überschneidungspunkte beider Kreise werden mit ihren Mittelpunkten verbunden. Die Spitzendruckfläche wird um den Flächenanteil reduziert, den diese Linien abschneiden. Die Mantelflächen beider Profile, die jeweils dem umschließenden Rechteck entsprechen, werden mit einem Faktor < 1 multipliziert. Der Faktor ist das Verhältnis des beide Kreise umschließenden Umfangs zur Summe der einzelnen Kreisumfänge (vgl. Bild 19).

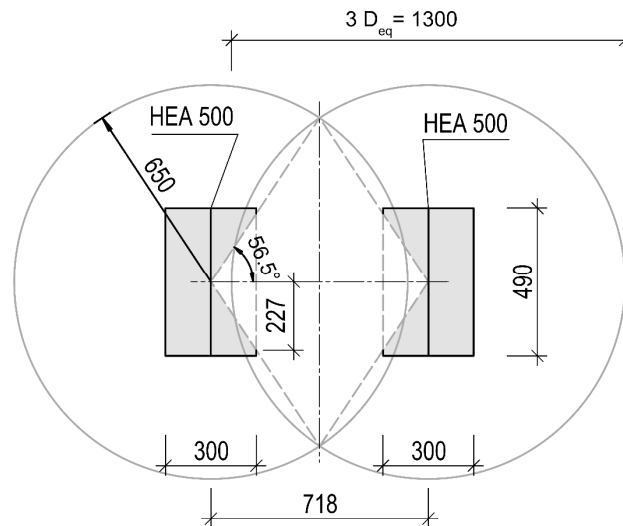


Bild 19 Berücksichtigung der Gruppenwirkung innerhalb eines Stahlrohrpfahles

Literatur und Programme

DIN Deutsches Institut für Normung e.V. (2010)

DIN EN 1993-5:12-2010; Eurocode 3: Bemessung und Konstruktion von Stahlbauten –
Teil 5: Pfähle und Spundwände

Dlubal Software GmbH

RSTAB 8.21.01

Auswirkungen des Kriech- und Schwindverhaltens der Stahlbetondecken bei einer Deckelbauweise auf die Bemessung des Verbaus am Beispiel der tiefsten innerstädtischen Hochhausbaugrube in Frankfurt am Main

**Dipl.-Ing. Matthias Seip, Dipl.-Ing. Heiko Kuttig, Maryna Vernikovsky, M.Sc.,
Edvard Chmyznikov, M.Eng., Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach**
Katzenbach Ingenieure · Ingenieursozietät Professor Dr.-Ing. Katzenbach GmbH, Germany

1 Einleitung

In der Frankfurter Innenstadt, direkt angrenzend an die Wallanlagen, entsteht ein neues 205 m hohes Hochhaus der Central Business Tower (CBT) mit 5 Untergeschossen und einer direkt angrenzenden 6-geschossigen Sockelbebauung mit 4 Untergeschossen.



Bild 1 Visualisiert Central Business Tower CBT, Quelle: KSP Engel

Die Baugrubentiefe liegt im Bereich des Hochhauses flächig zwischen rd. 23 – 26 m. Die Gründung erfolgt auf einer durchgehenden gemeinsamen Fundamentplatte als Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP) unter Mitwirkung des Verbaus.

Die Herstellung der Baugrube für den CBT ist auf Grund der großen Tiefe und der damit verbundenen hohen Beanspruchung des Verbaus, der sehr eingeschränkten Platzverhältnisse sowie der baulichen Randbedingungen als Deckelbauweise geplant. Um den komplexen Randbedingungen bei der Dimensionierung des Baugrubenverbau, insbesondere im Zusammenhang mit der Sicherung einer mit dem Verbau verbundenen denkmalgeschützten Fassade, Rechnung zu tragen, wurde bei der Bemessung des Verbaus die Auswirkungen des Kriech- und Schwindverhaltens der aussteifenden Stahlbetondecken berücksichtigt; und zwar sowohl in der Nachweisführung der Verbaustatik mit Hilfe von Federn als auch in den numerischen Berechnungen zur Prognose zu den Verschiebungen der gekoppelten Konstruktion aus Verbau und Fassadensicherung.

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Im sogenannten Bankenviertel von Frankfurt am Main existiert eine Vielzahl alter Erkundungsbohrungen in der Nähe des Projektes CBT, z.B. vom Bau des Eurotheums und des Main Towers (Bild 2). Des Weiteren wurde in den 1990er Jahren ein Netz von Grundwassermessstellen im Bankenviertel hergestellt, von denen eine Vielzahl noch funktionsfähig ist.

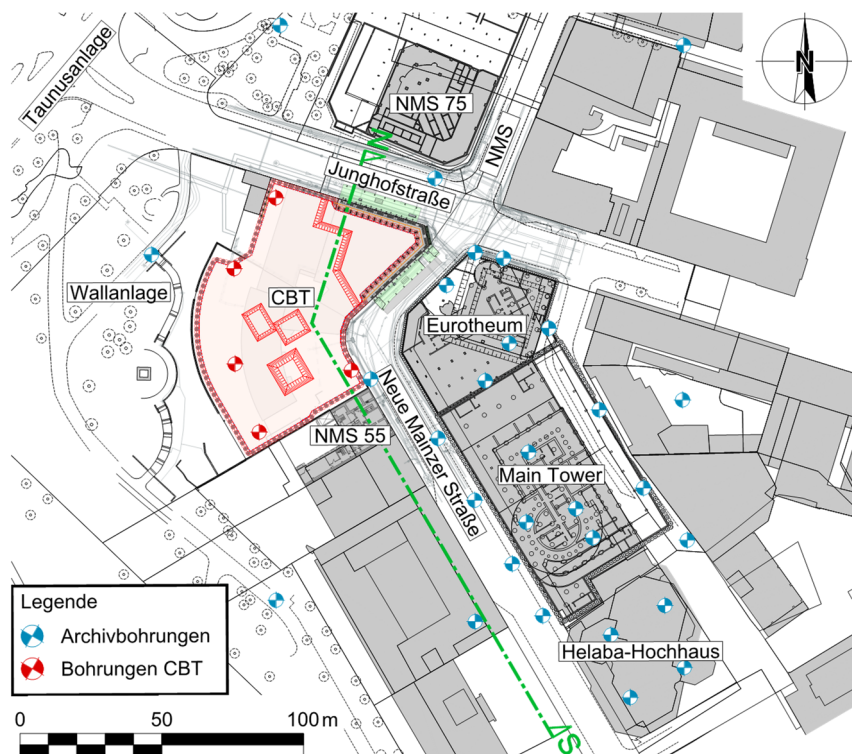


Bild 2 Lageplan mit Bohransatzpunkten und Schnittführung

Im Bereich des CBT wurden fünf weitere Bohrungen (Bild 2) ausgeführt, vier Bohrungen mit einer Tiefe von 90 m und eine Bohrung, im Bereich des geplanten Sockelbaus mit einer Tiefe von 60 m.

Der im Projektgebiet erkundete Baugrund ist typisch für die Innenstadt von Frankfurt am Main und besteht aus Auffüllungen, quartären Sanden und Kiesen, gefolgt von den tertiären, miozänen Frankfurt-/Wiesbaden-Formationen (Frankfurter Ton). Grundsätzlich weist das Miozän die für dieses Schichtpaket typische Wechsellagerung, bestehend aus Hydrobiensanden und Kalk- bzw. Dolomitsteinbänken sowie Algenriffen, Riffschutt und Algenriffkalken, auf. Unter der Wiesbaden-Formation folgten im Bereich des Projektgeländes die Rüssingen-Formation bzw. die Oberrad-Formation (Frankfurter Kalke), die im Vergleich zum Frankfurter Ton felsiger und somit weniger zusammendrückbar ausgebildet sind (Bild 3).

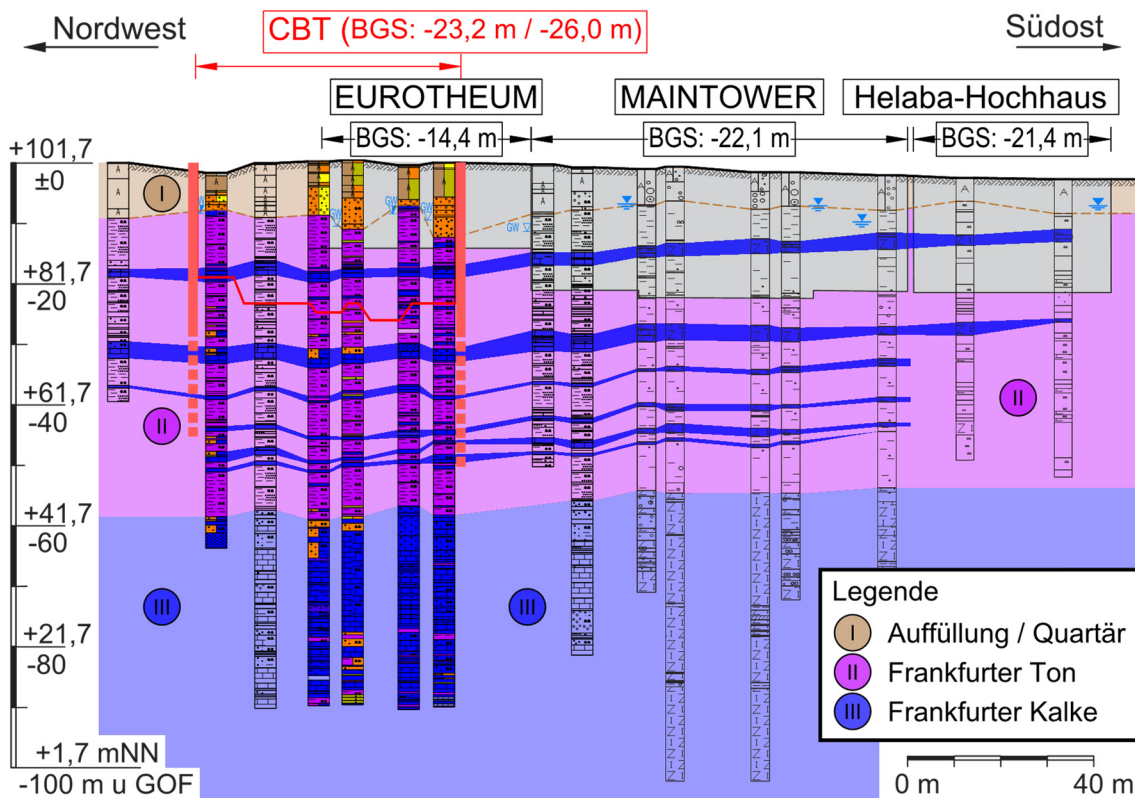


Bild 3 Baugrundschnitt N-S

Das Grundwasser zirkuliert im Baufeld in zwei Grundwasserstockwerken, die mittelbar miteinander kommunizieren. Der obere, freie Grundwasserspiegel liegt innerhalb der quartären Sande und Kiese (Porengrundwasserleiter). Das untere Grundwasserstockwerk zirkuliert in den Schichten des Frankfurter Tons und der Frankfurter Kalke.

3 Baugrube

Durch die große Tiefe der Baugrube von großflächig rd. 23 m und lokal bis 26 m im Bereich des geplanten Hochhauses und von rd. 19 m im Bereich des Sockelbaus wirken sehr hohe Erd- und Wasserdrucklasten auf den Verbau. Zusätzliche Lasten resultieren aus der Nachbarbebauung (Bild 2), wie dem „Bürohochhaus an der Alten Oper“ (NMS 75), dem Eurotheum (NMS 66-68) sowie aus dem Alten Bankhaus (NMS 55).

Die Grundfläche der Baugrube beträgt rd. 4.300 m² bei einem Umfang der Baugrube von rd. 289 m.

3.1 Verbaukonzept

Die aus der großen Tiefe resultierenden hohen Erddruck- und Wasserlasten führen zu Dimensionen der Verbauwand bzw. zu erforderlichen Bewehrungsgehalten, die an der Grenze des technisch Machbaren liegt. Nach einer Variantenuntersuchung zum Baugrubenverbau im Zuge der Planung hat sich die Ausführung einer höhengestaffelten, überschnittenen Bohrpfehlwand mit Pfahldurchmessern von $D = 1,5$ m und einem Überschnitt von 0,4 m in Deckelbauweise als Vorzugsvariante ergeben (Bild 4).

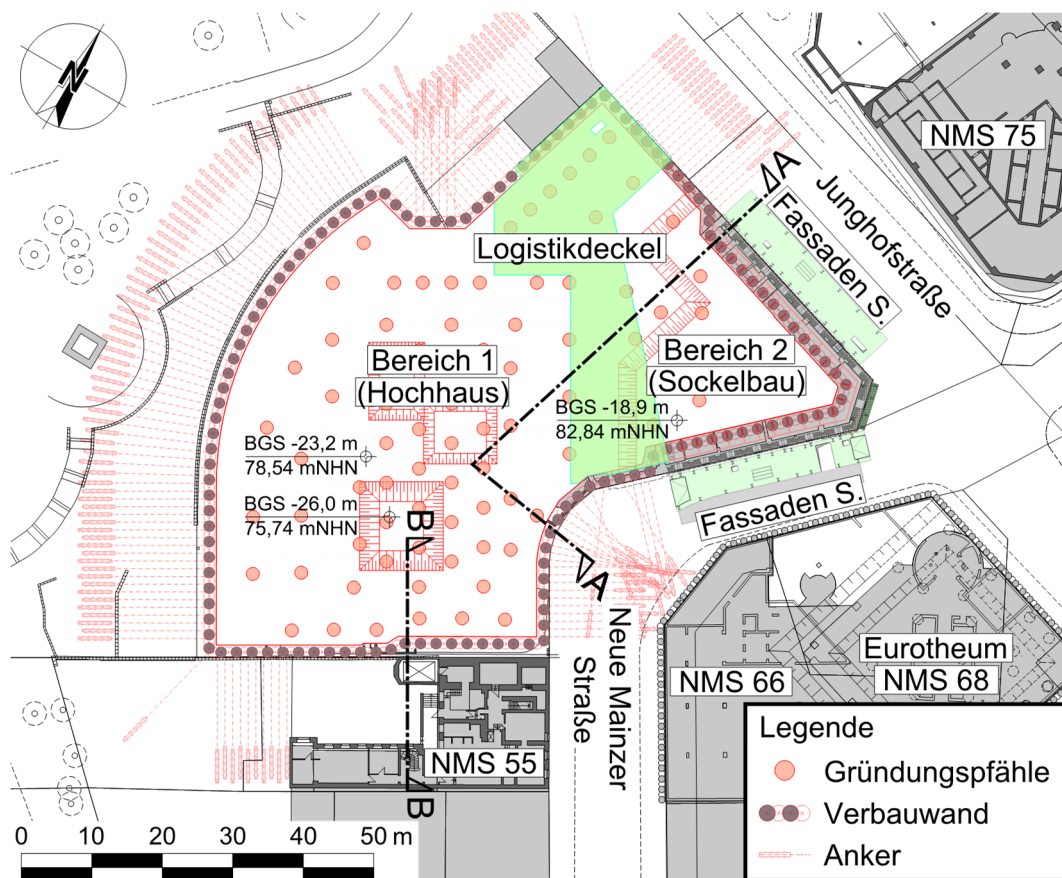


Bild 4 Grundriss Baugrube

Für die Herstellung der Baugrube wird in weiten Teilen des Verbaus nach dem ersten Aushubschritt zunächst eine Ankerlage hergestellt. Im Bereich des denkmalgeschützten Gebäudes bildet die alte Kelleraußenwand, auf der die denkmalgeschützte Fassade steht und die über die Bauzeit hinaus zu sichern und zu erhalten ist, den oberen Abschnitt des Verbaus bis zu einem Aushubniveau von rd. 7 m unter der GOF (Bild 5). Die Verbau-pfähle werden im Bereich des denkmalgeschützten Gebäudes auf dem Baugrundstück auf der Innenseite vor der denkmalgeschützten Fassade hergestellt (Bild 4). Aufgrund der Herstellung der Baugrube in Deckelbauweise werden für die Stützung der Verbauwände die späteren Stahlbetondecken des Bauwerks herangezogen. Die Stützungen der Bohrpfahlwand erfolgen durch die Decke über dem 2. UG und 4. UG sowie der Decke über dem 5. UG und Teilen der Fundamentplatte des Sockelbaus (Bild 5).

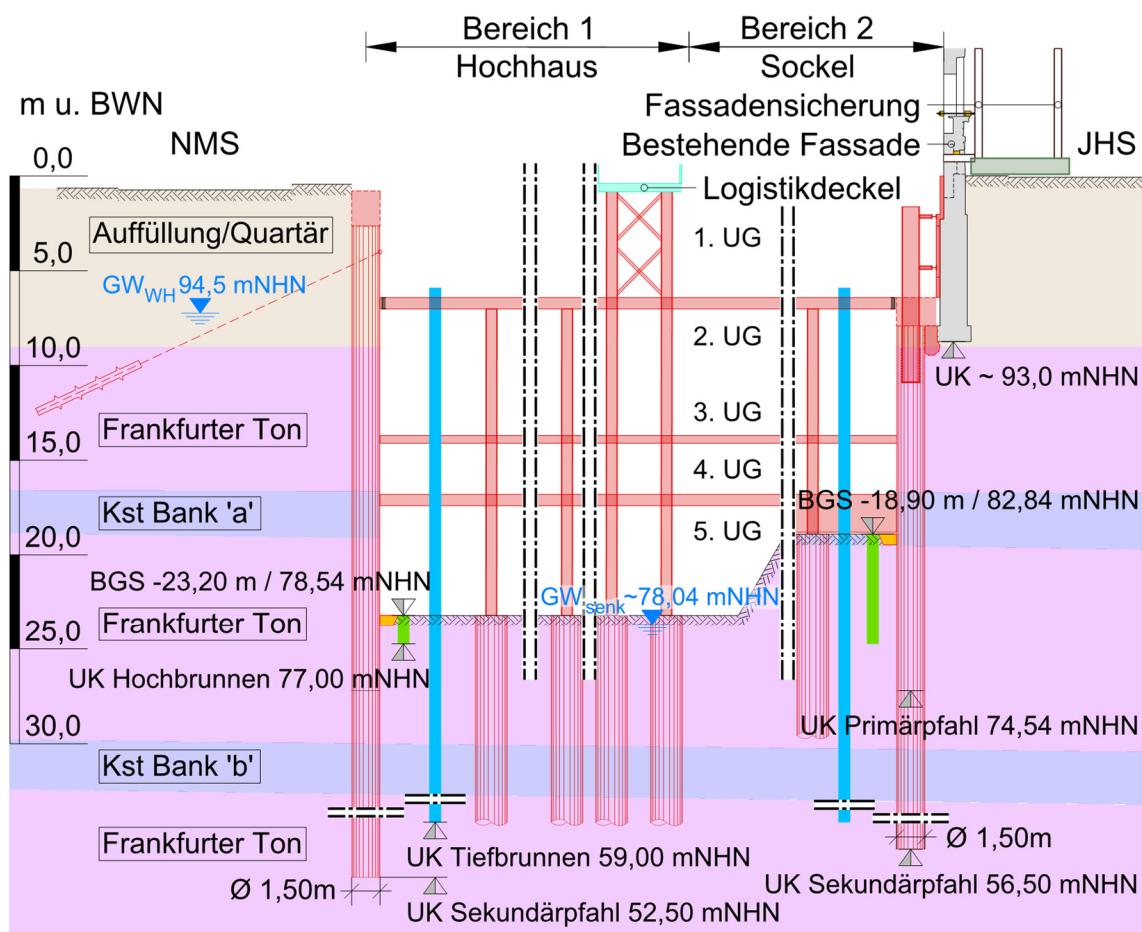


Bild 5 Schnitt A-A, Baugrube in Deckelbauweise nach Endaushub

Zur Andienung der Baustelle und Abfuhr des Erdaushubes wird ein Teil der Decke über U1 bereits zu Beginn der Baugrube als „Logistikdeckel“ hergestellt (Bild 2). Der Logistikdeckel wird ebenfalls wie die „Deckeldecken“ auf Primär- und Temporärstützen sowie auf der Verbauwand aufgelagert (Bild 5).

Das komplette BIM-Baugrubenteilmodell ist in Bild 6 inkl. aller Leitungen, der Fassadensicherung und der aussteifenden Deckeldecken mit Logistiköffnungen dargestellt. Dieses Teilmodell stellt die Schnittstelle zwischen Baugrube/Nachbarschaft und dem Gebäude und wird für sämtliche Kollisionsprüfungen verwendet. Das BIM-Baugrubenteilmodell enthält auch eine so genannte Toleranzlinie, die die Schnittstelle zu Kelleraußenwand und somit zur Planung des Architekten bildet.

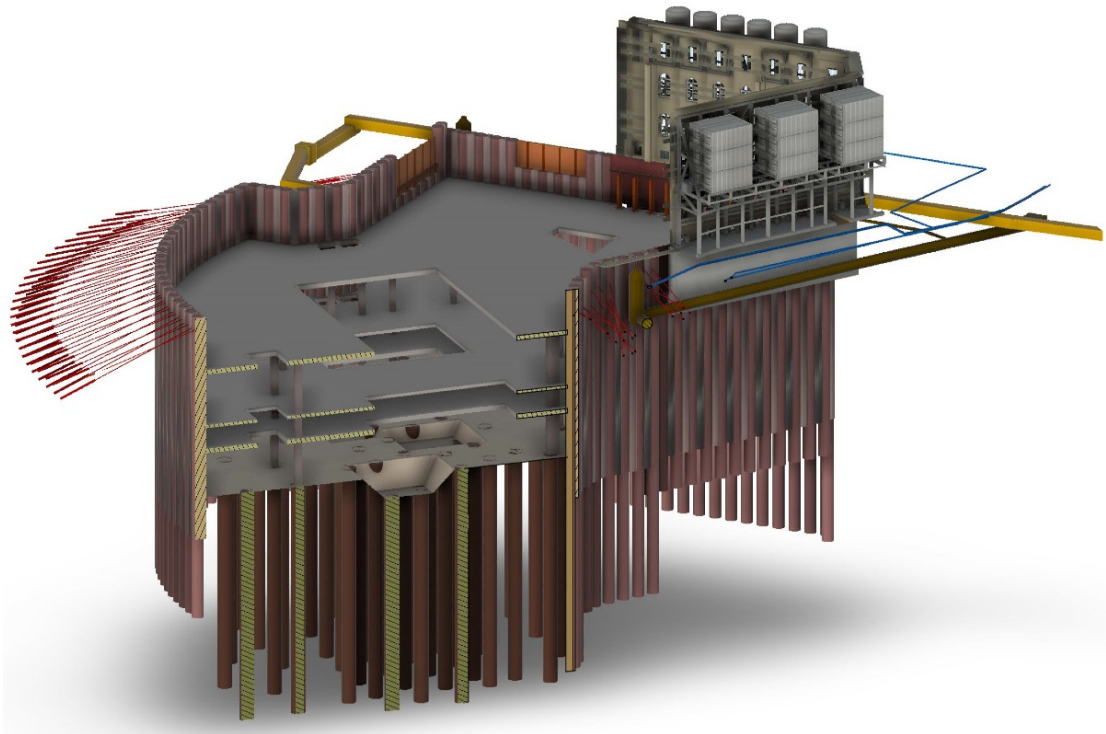


Bild 6 3D BIM-Teilmodell Baugrube – südlicher Schnitt durch die Deckeldecken

3.2 Grundwasserhaltung

Zur Gewährleistung der Sicherheit gegen Auftrieb der Baugrubensohle der rd. 4.300 m² großen Baugrube ist der temporäre Betrieb einer mehrphasigen Grundwasserentspannung /-wasserhaltungsanlage erforderlich. Die Baugrubensohlen, mit einem Niveau von großflächig 78,54 mNHN (Hochhaus) und 82,84 mNHN (Sockelbau), binden zwischen rd. 16 m und 11,7 m in den Grundwasserspiegel bzw. die Grundwasserdruckhöhe ein.

4 Auswirkungen des Kriech- und Schwindverhaltens der aussteifenden Stahlbetondecken

Die Verschiebungen einer Verbauwand werden nicht nur durch den Baugrund, sondern auch durch den Verbau selbst bzw. die gewählte Stütz-/Aussteifungskonstruktion beeinflusst. Das heißt, dass die Verformungen von der Größe und der Verteilung des Erd- und Wasserdrucks, als auch von dem materialspezifischen Tragverhalten der Bohrpfahlwand und der Stützsysteme abhängig sind. Hier sind insbesondere die Elastizität, die Temperaturdehnung sowie das Schwinden und Kriechen zu nennen. Während die beiden erstgenannten Einflüsse in den statischen Berechnungen und Verformungsprognosen oft Berücksichtigung finden, werden die Einflüsse auf die Verbaustatik und die Prognose der Verschiebungen die Einflüsse aus Schwinden und Kriechen bei einer Deckelbauweise i.d.R. nicht berücksichtigt.

Bei dem Projekt FOUR in Frankfurt am Main hat sich gezeigt, dass die Kriech- und Schwindprozesse im Rahmen von geotechnischen Nachweisführungen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit in bestimmten Fällen durchaus erhebliche Auswirkungen auf die Bemessung des Verbaus und auf die zu erwartenden Verschiebungen der Verbauwand haben können und daher in der Planung berücksichtigt werden müssen. Die Auswertung der dortigen Inklinometermessergebnisse zeigten, dass die Deckeldecken der 14.000 m² großen Baugrube nicht die prognostizierte Auflagersteifigkeit mit sich gebracht haben (vgl. Meißner et al. 2021).

Bedingt durch die unvermeidbaren Verformungen der Decken aufgrund der Schwind- und Kriecheigenschaften des Betons, haben sich die Decken in Folge des lastunabhängigen Schwindens und lastinduzierten Kriechens der Stützwirkung teilweise entzogen, wodurch die Verbauwand letztlich einer aufgezwungenen Horizontalverschiebung in Höhe der Decken ausgesetzt war. Diese Verschiebungen von mehreren Zentimetern in Höhe der ersten Deckeldecke hatte signifikante Auswirkungen auf die Biegelinie der Verbauwand und damit auf die Größe und Lage der Stütz- und Feldmomente.

Das Schwinden und Kriechen der Deckeldecken werden auch beim BV CBT Verschiebung des Verbaus verursachen und sich somit auch auf die Gesamtverschiebungen der Nachbarschaft und insbesondere auch der denkmalgeschützten Fassade auswirken.

Im Rahmen des Projektes CBT wurden bei der Dimensionierung des Baugrubenverbau, insbesondere im Zusammenhang mit der Sicherung einer mit dem Verbau verbundenen denkmalgeschützten Fassade, daher die Auswirkungen des materialspezifischen Einflüsse der aussteifenden Stahlbetondecken berücksichtigt und zwar sowohl in den statischen Berechnungen des Verbau mit Hilfe von Federn, als auch in den numerischen Berechnungen zur Prognose zu den Verschiebungen der gekoppelten Konstruktion aus Verbau und Fassadensicherung.

4.1 Grundlagen des Kriech- und Schwindverhaltens

Beton zeigt neben elastischen Dehnungen ein ausgeprägtes zeitabhängiges Verhalten. Die Gesamtdehnungen können mit der Gleichung (1) beschrieben werden und setzen sich aus den elastischen Dehnungen und den Dehnungen aus Schwinden und Kriechen zusammen.

$$\varepsilon_c(t) = \varepsilon_{ci}(t_0) + \varepsilon_{cs}(t, t_0) + \varepsilon_{cc}(t, t_0) \quad (1)$$

mit:

ε_c	lastabhängige elastische Dehnung
ε_{cs}	lastunabhängige Dehnung aus Schwinden
ε_{cc}	lastabhängige Dehnung aus Kriechen (inkl. Relaxion)
t_0	Zeitpunkt für den Beginn der Belastung
t	aktueller Zeitpunkt

Die zeitabhängigen Effekte von Kriechen und Schwinden können vereinfacht getrennt voneinander betrachtet werden.

Als Schwinden wird eine zeitabhängige Volumenminderung des Betons ohne Einwirkung von äußeren Lasten bezeichnet. Ursachen für das Schwinden sind das Trockenschwinden oder die chemischen Prozesse wie Hydratation. Bei der Ermittlung der Schwindverformungen wird gleichmäßiges Schwinden über den Querschnitt vorausgesetzt. Das Schwindmaß ist abhängig von den Trocknungsbedingungen, den Bauteilabmessungen, dem w/z-Wert und dem Zementsteinvolumen. Übliche Schwindmaße liegen in der Größenordnung von 0,2 mm/m ÷ 0,5 mm/m.

Bei der Ermittlung des Schwindmaßes $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ gemäß DIN EN 1992-1-1:2011-01 Abschnitt 3.1.4 kann die Schwinddehnung $\varepsilon_{cs}(t, t_0)$ aus der Summe der Komponenten Trocknungsschwinden $\varepsilon_{cd}(t, t_0)$ und autogenes Schwinden $\varepsilon_{ca}(t, t_0)$ berechnet werden.

$$\varepsilon_{cs}(t, t_0) = \varepsilon_{cd}(t, t_0) + \varepsilon_{ca}(t, t_0) \quad (2)$$

Mit Kriechen bezeichnet man die zeitabhängige Verformung des Betons unter konstanter Belastung über einen bestimmten Zeitraum. Die sogenannte kriecherzeugende Spannung hat einen wesentlichen Einfluss auf die Kriechverformungen. Dabei ist die Dauer der Belastung, der Zeitpunkt der Lastaufbringung sowie die Höhe der Beanspruchung von Bedeutung. Die Größe, durch die das Kriechen $\varepsilon_{cc}(t, t_0)$ erfasst wird, ist die Kriechzahl $\varphi(t, t_0)$ zum betrachteten Zeitpunkt t .

$$\varepsilon_{cc}(t, t_0) = \varphi(t, t_0) \cdot (\sigma_c/E_c) \quad (3)$$

5 Verbaustatik – Nachweisführung zur Standsicherheit (ULS)

Die Bemessung des Verbaus erfolgte mit dem Programm DC-Baugrube und DC-Unterfangung. Die Bemessung der Verbauwand erfolgte gemäß DIN 1054:2010-12: „Ergänzenden Regelungen zu DIN EN 1997-1“ und unter Berücksichtigung der Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben (EAB). Für die Vorbauzustände und die Rückbauzustände wurde die vorübergehende Bemessungssituation BS-T gewählt. Der Endzustand wurde für die Bemessungssituation BS-P berechnet. Die Berechnung erfolgte mit den dränierten Scherparametern, d.h. ohne Ansatz der undränierten Scherfestigkeit für den Frankfurter Ton.

Da aus der Deckelbauweise Vertikalkräfte von bis zu 240 kN/m je Deckeldecke auf die Verbauwand übertragen werden, resultiert in den statistischen Berechnungen die finale Wandlänge oftmals nicht aus dem Nachweis des horizontalen, sondern aus dem Nachweis des vertikalen Gleichgewichts.

Die Verbauwand, als überschnittene Bohrpfehlwand, wird als aufgelöste Wand modelliert. Der überschnittene, wasserdichte Bereich reicht bis in eine Tiefe von 28,7 m (UK Primärpfähle) unter GOF, darunter ist die Bohrpfehlwand aufgelöst und die Sekundärpfähle reichen bis in die statisch erforderliche Tiefe.

Der Wandreibungswinkel wurde gemäß EAB auf der aktiven Seite mit

$$\delta_a = 2/3 \cdot \varphi' \quad (4)$$

und auf der passiven Seite mit

$$\delta_p = -2/3 \cdot \varphi' \quad (5)$$

gewählt.

Für die Bereiche mit angrenzender Straße sowie grenztändiger Nachbarbebauung wurde der erhöht aktive Erddruck mit

$$E_h = 0,75 \cdot E_{ah} + 0,25 \cdot E_0 \quad (6)$$

angesetzt. Im Bereich der Wallanlage (Bild 2) wurde der aktive Erddruck gewählt.

Der Wasserdruck wurde hydrostatisch mit der Tiefe linear ansteigend bis zum Innenwasserstand (0,5 unter BGS) angesetzt; bis zu UK der Primärpfähle dann als rechteckförmige Belastungsfigur (Bild 7).

In Bild 7 ist beispielhaft der Schnitt B-B zur Nachbarbebauung NMS55 (Bild 4) dargestellt.

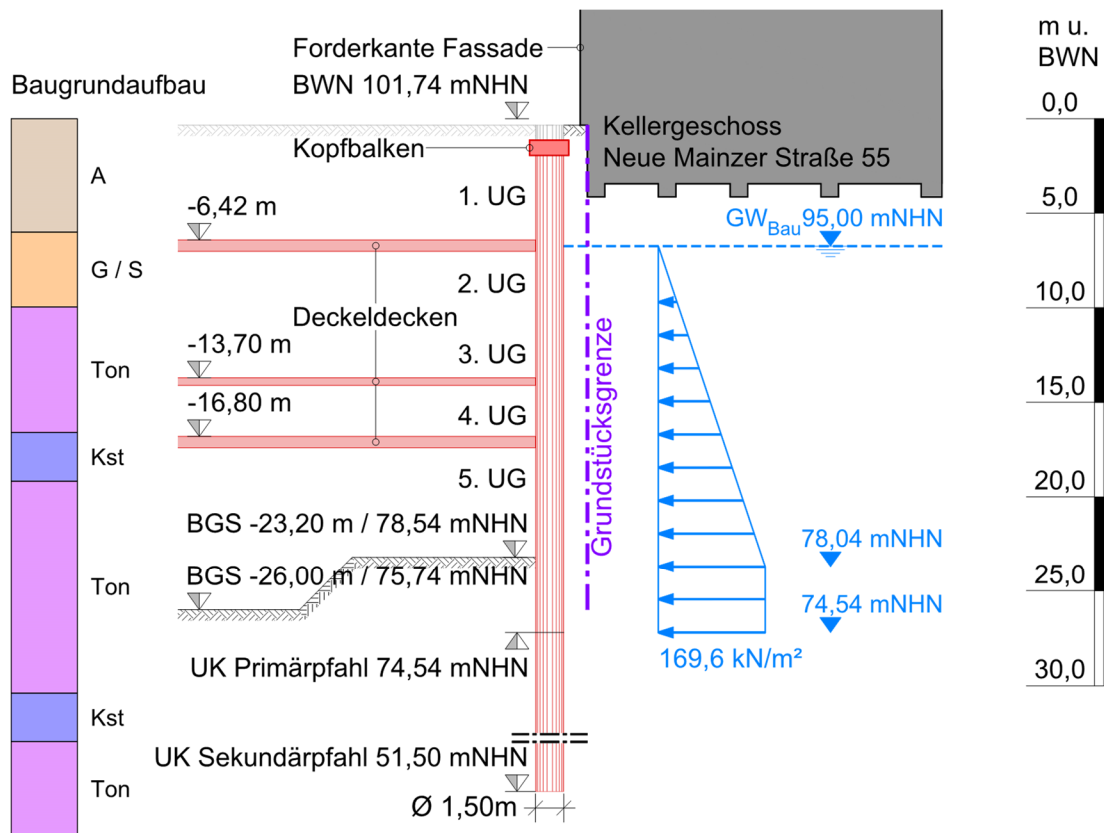


Bild 7 Angesetzter Wasserdruckverlauf am Beispiel im Schnitt B-B

Für die Berücksichtigung des materialspezifischen Tragverhaltens (Elastizität, Schwinden und Kriechen) der aussteifenden Stahlbetondecken wurden bei den statischen Berechnungen in jedem Schnitt zwei Varianten untersucht:

- Variante 1: ohne Ansatz von Federn (starre Auflager)
- Variante 2: mit Ansatz von Federn (Deckel und Anker als Federn mit entsprechender Federsteifigkeit zur Berücksichtigung der o.g. Einflüsse)

Zur Ermittlung der Federsteifigkeiten wurden uns von der Tragwerksplanung entsprechende Verformungen der Deckeldecken (Decke üU2, üU4 und üU5, Bild 7) aus Schwinden und Kriechen mitgeteilt. Für das Kriechen wurden die Deckelkräfte berücksichtigt, die sich in einem iterativen Prozess aus der Verbaustatik ermittelt wurden. Die Auflagerkräfte der Deckeldecken liegen zw. rd. 500 kN/m und 3.200 kN/m.

Auf der Basis der Angaben der Tragwerksplanung für die Verformung der Deckeldecken wurden unter Berücksichtigung der vorgenannten Auflagerkräfte der Deckeldecken die folgenden Federsteifigkeiten für die Deckel jeweils bezogen auf die Schnitte gem. Tabelle 1 angesetzt.

Tabelle 1 Angabe der Deckenverformungen und der Bandbreite der ermittelten Federsteifigkeiten

Deckel	Auflager Deckelkräfte aus Erd- und Wasserdruck	Verformung der Decken aus Kriechen/Schwinden	Federsteifigkeiten
Deckel 1 (Decke üU2)	500 – 1.200 kN/m	0,5 – 3,0 cm	50.000 – 150.000 kN/m ²
Deckel 2 (Decke üU4)	900 – 2.000 kN/m	1,0 – 3,0 cm	50.000 – 150.000 kN/m ²
Deckel 3 (Decke üU5 / Fundamentplatte Sockel)	1.200 – 3.200 kN/m	1,5 – 4,5 cm	75.000 – 150.000 kN/m ²

Für die Verpressanker wurde die Federsteifigkeit c_f gem. folgender Formel (7) ermittelt.

$$c_f = F_W / \Delta l \quad (7)$$

mit:

Δl elastische Verschiebung [m]

F_W Gebrauchslast [kN]

Die Federsteifigkeiten für die Anker liegen in einer Bandbreite von:

$$5.850 \text{ kN/m} \leq c_f \leq 19.500 \text{ kN/m}$$

Schnittbezogen wurden dann die o.g. Varianten 1 und 2 mit den entsprechenden Ansätzen der Federsteifigkeiten untersucht. Aus den zwei Varianten, d.h. aus der Variante 1 mit starren Auflagern und der Variante 2 mit Federn, wurden die jeweils maßgebenden Werte für die Bemessung und Nachweisführung gewählt. In der Tabelle 2 sind beispielhaft am Schnitt B-B die Wahl der maßgebenden Werte für die Bemessung und Nachweisführung dargestellt.

Tabelle 2 Ergebnisse Verbauberechnung am Beispiel von Schnitt B-B

Schnitt B-B	Einheit	Variante 1 Starre Auflager Keine Federn	Variante 2 Mit Federn
Kraft Deckel 1 (Decke üU2)	[kN/m]	738	733
Kraft Deckel 2 (Decke üU4)	[kN/m]	1.000	1.054
Kraft Deckel 3 (Decke üU5 / Fundamentplatte SO)	[kN/m]	2.621	1.473
UK Sekundärpfahl	[mNHN]	56,0	54,5
Betongüte	[-]	C25/30	C25/30
max. erf. Längsbewehrung a_s luftseitig / ca. Höhe BGS -24,5 m	[cm ²]	325	504
max. erf. Längsbewehrung a_s erdseitig / ca. Höhe letzter Deckel -17,3 m	[cm ²]	376	94
max. Längsbewehrung a_s gewählt	[-]	-	2-lagig / 27 x Ø43 SAS670
max. erf. Schubbewehrung a_{ss}	[cm ² /m]	71	58
max. erf. Schubbewehrung a_{ss} ge- wählt	[-]	1 x Ø25 / Ganghöhe 13 cm	-
Maximales Moment	[kNm/m]	3.020	3.735
Maximale Querkraft	[kN/m]	1.494	1.308
Anmerkung: Fett gedruckte Werte maßgebend für die Bemessung / Nachweisführung/			

Bemerkenswert ist, dass in einigen Schnitten so hohe Bewehrungsgehalte ermittelt wurden, die nur über hochfesten Stahl (SAS670) in zweilagiger Ausführung abgedeckt werden können. Als max. erforderliche Längsbewehrung wurden im maßgebenden Schnitt rd. 720 cm² ermittelt. Das entspricht 37 Ø43 SAS670, bei einer Schubbewehrung von 120 cm²/m.

6 Verformungsprognose – Nachweisführung zur Gebrauchstauglichkeit (SLS)

Wie bei allen Bauvorhaben mit Tiefen Baugruben werden auch bei dem Projekt CBT aus der Baugrubenherstellung Verschiebungen der Verbauwand eintreten, die sich trotz der sehr steifen Ausführung der Baugrube als Deckelbauweise nicht vermeiden lassen. Eine Besonderheit beim CBT stellen dabei die z.T. direkt angrenzenden Nachbarbebauungen mit dem denkmalgeschützten Alten Bankhaus (NMS 55, Bild 2) und der denkmalgeschützten Fassade auf dem Grundstück selbst dar. Gerade die denkmalgeschützte Fassade (Bild 4), die direkt mit dem Verbau der Baugrube verbunden ist, ist dabei besonders zu betrachten.

Für die Untersuchung der Gebrauchstauglichkeit wurden insgesamt drei 2D-FE-Berechnungsmodelle zur Prognose der zu erwartenden Verschiebungen des Baugrubenverbaues und der denkmalgeschützten Fassade (Schnitt A-A, Bereich Junghofstr.) erstellt. Die numerischen Berechnungen wurden insgesamt an zwei Schnitten im Bereich der denkmalgeschützten Fassade und an einem Schnitt im Bereich der Nachbarbebauung das Alte Bankhaus (NMS 55, Schnitt B-B) durchgeführt. Das Bild 8 zeigt exemplarisch das numerische Modell im Bereich der denkmalgeschützten Fassade.

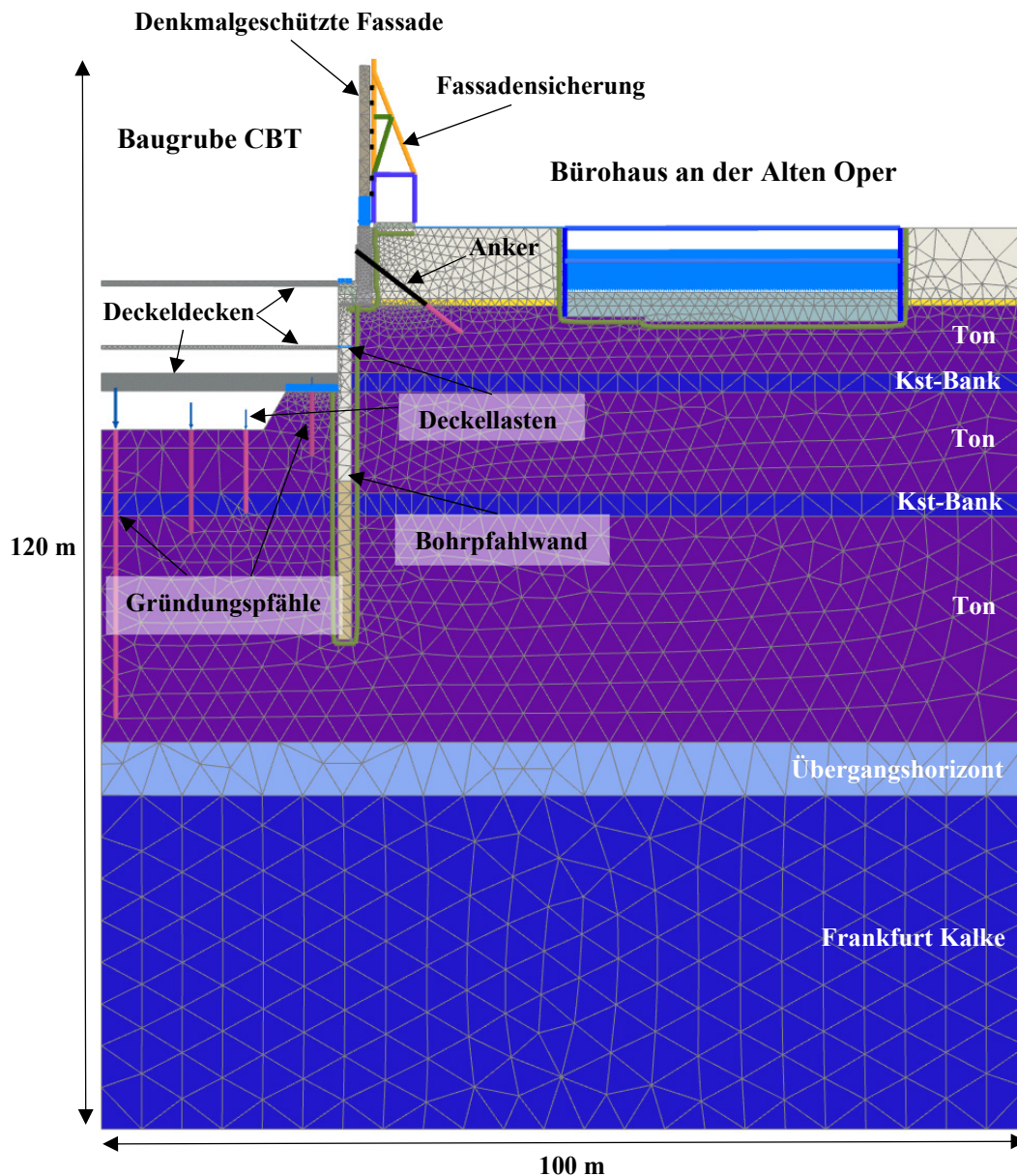


Bild 8 2D-FE-Modell im Bereich der denkmalgeschützten Fassade; Schnitt A-A, Abschnitt Junghofstraße

Für die Berücksichtigung des Kriech- und Schwindverhaltens der aussteifenden Stahlbetondecken wurden bei den numerischen Berechnungen zwei Varianten untersucht.

- Variante 1: ohne Zwangsverformungen aus dem Kriechen und Schwinden
- Variante 2: unter Berücksichtigung der Zwangsverformungen aus dem Kriechen und Schwinden

Die vom Tragwerksplaner angegebenen Deckenverformungen infolge Kriechen und Schwinden wurden im 2D-FE-Modell durch die sog. Funktion „Volume Strain“ modelliert. Für die Berücksichtigung der Horizontalverschiebung in Höhe der Deckendeckel wurde im FE-Modell für die Flächenelemente der Deckeldecken eine prozentuelle horizontale Stauchung (Volume Strain) berechnet und entsprechend angesetzt (Bild 9).

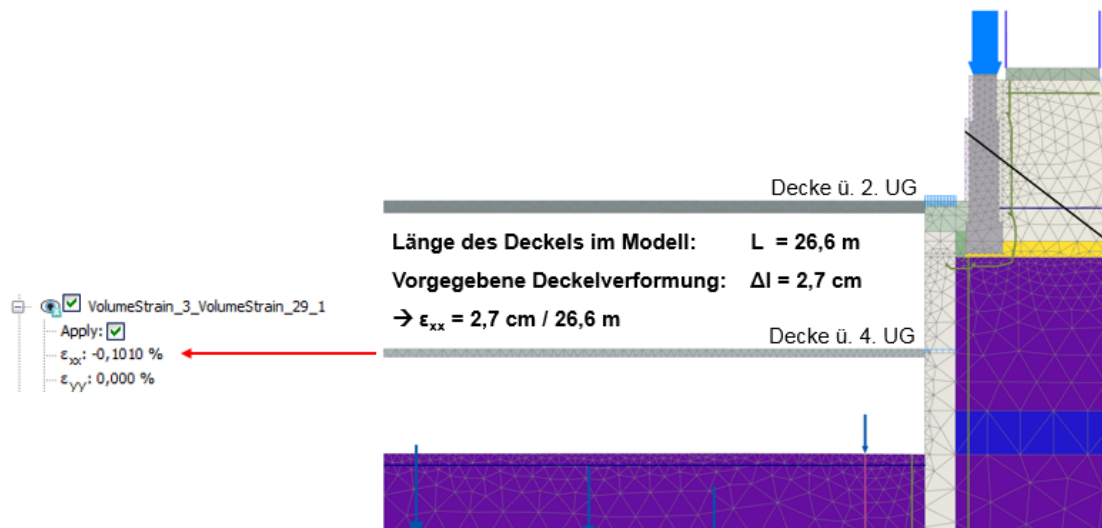


Bild 9 Modellierung der Verformungen der Decke über 4. UG infolge Kriechen und Schwinden im Bereich der denkmalgeschützten Fassade

Bei der Auswertung der Vertikal- und Horizontalverschiebungen wurde zwischen Verschiebungen aus der Variante 1 (ohne Zwangsverformungen aus Kriechen und Schwinden) und der Variante 2 (mit Zwangsverformungen aus dem Kriechen und Schwinden) unterschieden.

Die horizontalen Verschiebungen der Verbauwand und der denkmalgeschützten Fassade (inkl. Fundament) werden für alle Berechnungsphasen und alle Bauzustände ausgewertet. Exemplarisch sind in Bild 10 die horizontalen Verschiebungen in der Phase „Endaushub“ für die untersuchten Varianten im Schnitt A-A (Abschnitt Junghofstraße), durch die denkmalgeschützte Fassade (Bilder 4 und 8) dargestellt. Aufgrund der kraftschlüssigen Kopplung der Verbauwand mit dem Fundament der denkmalgeschützten Fassaden ergibt sich ein stetiger Verlauf der Biegelinie / der Verschiebungskurve.

Horizontale Verschiebungen u_x der Verbauwand und der Fassade im Schnitt A-A

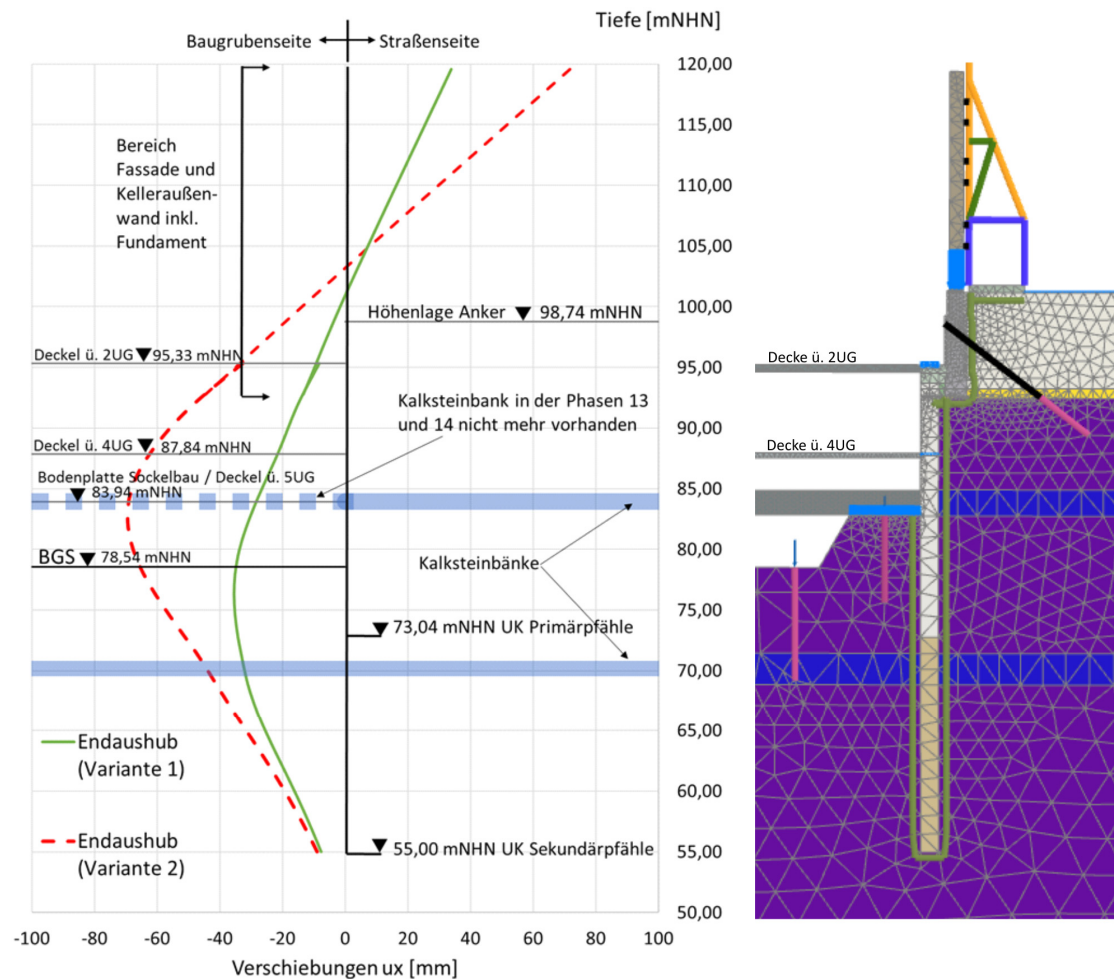


Bild 10 Beispiel der Auswertung in Schnitt A-A, Abschnitt Junghofstr. und FE-Modell (Ausschnitt aus Bild 8)

Die rechnerischen Horizontalverschiebungen der Verbauwand ohne Berücksichtigung der Zwangsverformungen aus dem Kriechen und Schwinden (Variante 1) ergeben sich in der Phase Endaushub knapp unter der Baugrubensohle mit max. rd. 36 mm in Richtung Baugrube. Unter der Berücksichtigung der Zwangsverformungen aus dem Kriechen und Schwinden (Variante 2) ergeben sich rechnerisch die größten Horizontalverschiebungen der Verbauwand in der Phase Endaushub knapp über der Baugrubensohle mit max. rd. 69 mm in Richtung Baugrube.

Neben den horizontalen Verschiebungen wurden auch vertikale Verschiebungen aus den FE-Berechnungen ausgewertet, die zusammen mit den Ergebnissen der dreidimensionalen Gründungsberechnung der KPP zur Bewertung der räumlichen Auswirkungen auf die denkmalgeschützte Fassade und die Nachbarbebauungen herangezogen wurden.

In Bild 11 sind die Bandbreiten der Kopfauslenkung der denkmalgeschützten Fassade und Setzungen aus der Baugrubenherstellung entlang der Fassade und der Fassadensicherung für die Varianten 1 und 2 dargestellt.

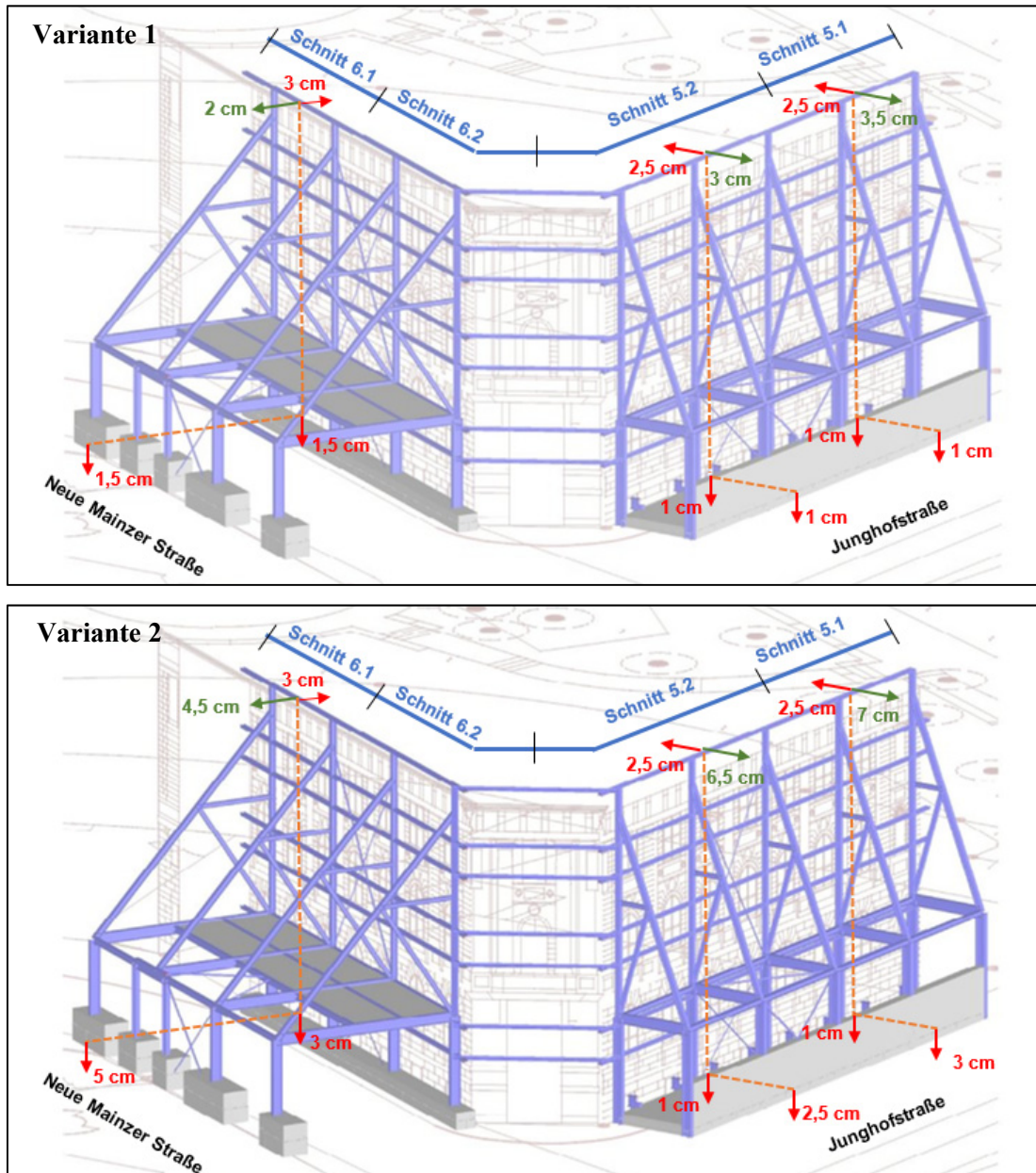


Bild 11 Bandbreiten der möglichen Verschiebungen der denkmalgeschützten Fassade

Die unterschiedlichen numerischen Berechnungen und die gekoppelten Auswertungen der Verschiebungen waren Grundlage für die Dimensionierung der Sicherung und Nachweisführung der denkmalgeschützten Bestandsfassade und der Beurteilung, ob die Bestandsfassade überhaupt gesichert werden kann.

7 Zusammenfassung

Aus den Erfahrungen bei dem Projekt FOUR und den statischen, wie auch numerischen Berechnungen der Baugruben bei dem Projekt CBT zeigt sich, dass die Bewertung der der Zwangsverformungen aus Kriechen und Schwinden bei der Deckelbauweise nicht vernachlässigt werden darf und große Auswirkungen auf die Standsicherheit der Baugrube insbesondere aber auf die Gebrauchstauglichkeit von benachbarten oder – wie in diesem Fall – sogar integrierten Bestandsbauwerken haben kann.

Die technische Bearbeitung der Baugrube des CBT mit äußerst komplexen Randbedingungen hat gezeigt, dass Variantenbetrachtungen im Zuge der statischen Nachweisführung und Dimensionierung aus ingenieurtechnischer Sicht nicht nur sinnvoll, sondern tatsächlich angebracht sind, um die komplexen Zusammenhänge zu verstehen und die wahrscheinlichen und möglichen Auswirkungen prognostizieren und als Grundlage für die Bemessung nutzen zu können.

Literatur

DIN Deutsches Institut für Normung e. V. (2011)

DIN EN 1992-1-1:2011-01; Eurocode 2: Bemessung und Konstruktion von Stahlbeton- und Spannbetontragwerken - Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Regeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1992-1-1:2004 + AC:2010

Katzenbach, R., Boley, C., Moormann C., Turek, J. (1999)

Entwurf, Bemessung, Prüfung und Ausführung tiefer Baugruben im Grundwasser – Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit in Theorie und Praxis, VDI-bericht Nr. 1436, 1999, 61-81

Katzenbach, R., Weidle, A., Hoffmann, H., Vogler, M. (2006)

Beherrschung des Risikopotentials Tiefer Baugruben im urbanen Umfeld - Aktuelle Szenarien, Baugrundtagung der DGGT, Bremen, 2006

Katzenbach, R., Wachter, S., Vogler, M., C., Seip, M. (2007)

Sanierung einer instabilen tiefen Baugrube und deren numerische Untersuchung, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, 2007

Meißner, S., Wunsch, Th., Schmitt, R., Katzenbach, R. (2021)

Bauvorhaben FOUR Deckelbauweise mit einer Kombinierten Schlitzwand-Pfahl-Platten-gründung [online]

<https://dggg.de/images/PDF-Dokumente/eg-108s.pdf> [abgerufen am 09.02.2022]

Moormann, C. (2002)

Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion. Mitteilungen des Instituts und der Versuchsanstalt für Geotechnik, Technische Universität Darmstadt, Heft 59, 2002

Seip, M., Vogler, M., Kurze, S., Lentge, R., Buff, U., Ockert, J. (2014)

Großprojekt MainTor in Frankfurt am Main - Geotechnische Herausforderungen bei Planung und Ausführung der Spezialtiefbaumaßnahmen, 33. Baugrundtagung der DGGT, Berlin, 2014

Erfahrungen aus dem ersten modernen maschinellen Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton am Projekt U5

Dr.-Ing. Heiko Huber, Dipl.-Ing. Peter Schäfers und M.Sc. Henning v. d. Werth
CDM Smith Consult GmbH

Dipl.-Ing. Sven Kirchner
SBEV Stadtbahn Europaviertel Projektbaugesellschaft

Prof. Dipl.-Ing. Fritz Grübl
ZPP Ingenieure AG

1 Projektübersicht

Durch eine zweigleisige Verlängerung der bestehenden Stadtbahnlinie U5 soll unter der Bezeichnung „Stadtbahnstrecke B, TA3 Europaviertel“ der neue Stadtteil Europaviertel in Frankfurt am Main mittels schienengebundenem ÖPNV erschlossen werden.

Die geplante U-Bahnstrecke führt vom Platz der Republik (Anschluss an den Bestand) über den Güterplatz im Kreuzungsbereich Hohenstaufenstraße / Osloer Straße. Der anschließende Abschnitt erreicht in Höhe von Warschauer und Stockholmer Straße die Mitte der Europa-Allee östlich der Emser Brücke (Boulevard Ost) von wo aus die U-Bahn über ein Rampenbauwerk an die Oberfläche geführt wird. Der Streckenverlauf ist in Bild 1 dargestellt.

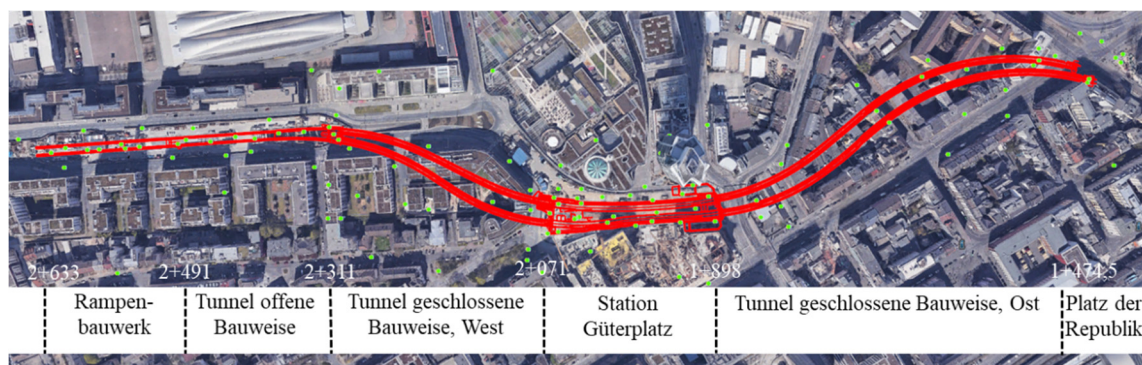


Bild 1 Lageplan mit Streckenverlauf (rot) und Baugrundaufschlüssen (grün)

Die Tunnel im Bereich zwischen Station 1+474,5 und 2+311 werden dabei in geschlossener Bauweise mittels Tunnelbohrmaschine (TBM) mit erddruckgestützter Ortsbrüst (EPB) von West nach Ost aufgefahren. Hierzu wurde eine Startbaugrube (Station 2+311 bis 2+389) hergestellt. Seit Beginn der Aushubarbeiten wird in der Startbaugrube eine Entspannungswasserhaltung der wasserführenden tertiären Schichten (siehe Kapitel 2) betrieben.

Auf etwa halber Strecke des maschinellen Tunnelvortriebs entsteht im Bereich zwischen Station 1+898 bis Station 2+071 die Station Güterplatz. Plangemäß durchfuhr die TBM den bereits hergestellten Schlitzwandverbau der noch nicht ausgehobenen Baugrube. Die von der TBM aufgefahrenen und mit Stahlbetontübbings ausgekleideten Tunnelröhren innerhalb der Station Güterplatz werden im Rahmen des Aushubs zuerst mit hydraulisch abbindendem Verfüllbaustoff mit einer Druckfestigkeit von $> 1.5 \text{ N/mm}^2$ zu ca. $2/3$ verfüllt und danach sukzessive zurückgebaut.

Umfangreiche Angaben zur Projektübersicht sind in Kühn & Kirchner 2019 enthalten. Weitere projektspezifische Randbedingungen und Herausforderungen sind in Meyer et al. 2016 enthalten.

2 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Im Projektgebiet stehen unterhalb der oberflächennahen Auffüllungen (Schicht 1) geringmächtige quartäre Deckschichten (Schicht 2) und quartäre Sande und Kiese (Schicht 3) bis etwa 6 m bis 8 m u. GOK an. Die darunterliegenden tertiären Schichten sind östlich der Station Güterplatz sowie im östlichen und mittleren Stationsbereich durch miozäne Schichtenfolgen geprägt, siehe Bild 2. Diese werden im Baufeld überwiegend von den Hydrobienschichten (Frankfurter Ton) gebildet.

Der Frankfurter Ton besteht überwiegend aus Tonmergeln sowie vereinzelt aus reinen Tonen (Schicht 5b), die vorrangig ausgeprägt plastisch (TA) vorliegen und ein hohes Verklebungspotenzial aufweisen. In diesen Böden sind unregelmäßig und nicht horizontbeständig Hydrobiensande, Kalksande und Schneckensande (Schicht 5a) sowie schwach bis sehr abrasive Kalkstein- und Dolomitsteinbänke (Schicht 5c) eingeschaltet. Die Mächtigkeit der im Projektgebiet erkundeten Kalksteinbänke wurde überwiegend mit wenigen Dezimetern, vereinzelt bis rund 2 m erkundet.

Im westlichen Teil der Stationsbaugrube fällt der Frankfurter Ton nach Westen hin um etwa 15 m steil ab. Ab hier wird der Baugrund im Bereich der tertiären Schichten durch einen ungleichmäßigen Verlauf der Schichtgrenze zwischen dem liegenden Frankfurter Ton und den darüber anstehenden abrasiven Sandschichten (Schicht 4a) und Schluffschichten (Schicht 4b) des Pliozäns geprägt.

Die Trasse durchfährt zwei Grundwasserstockwerke. In den quartären Sanden und Kiesen (Schicht 3) ist ein Porengrundwasserleiter ausgebildet, der im westlichen Bauabschnitt mit dem dort tief reichenden Pliozän (Schicht 4) hydraulisch in Kontakt steht. Der freie Grundwasserspiegel steht bei ca. 4 m u. GOK an. Innerhalb der miozänen Schichtfolgen bilden die vorherrschenden Tone (Schicht 5b) Grundwassersperrschichten. Dagegen sind die eingeschalteten Sande (Schicht 5a) mäßig bis stark wasserführend. Die Kalksteine (Schicht 5c) bilden einen Kluftgrundwasserleiter, der sehr stark durchlässig vorliegen kann. Das Grundwasser in den wasserführenden Schichten des Frankfurter Tons steht gespannt an. Die Druckspiegel in den Sanden und den Kalksteinen liegen etwa auf dem Niveau des freien Grundwassers in den Schichten 3 und 4.

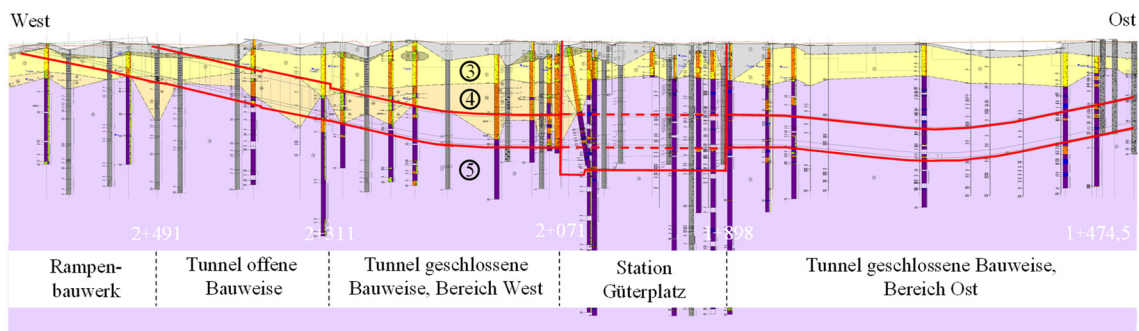


Bild 2 Geotechnischer Längsschnitt

3 Planung, Durchführung und Überwachung des maschinellen Tunnelvortriebs

Der maschinelle Tunnelvortrieb erfolgte aufgrund der anspruchsvollen und der entlang der Strecke häufig wechselnden Bodenverhältnisse durch eine Schildmaschine mit Vollschnittabbau und Erddruckstützung der Ortsbrust. Ausschließlich der Lückenschluss zum Bestandsbauwerk am östlichen Ende des Vortriebs erfolgt in konventioneller Bauweise unter Druckluft und zusätzlich im Schutz von Spießschirmen und eines Vereisungskörpers (siehe hierzu Kapitel 4).

Erfahrungen zu einem modernen großkalibrigen Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton lagen bisher nicht vor, siehe auch Kühn und Kirchner (2019). Entsprechend wurde die herausfordernde Bauaufgabe in einem hohen Detailierungsgrad geplant. Hierzu wurden mitunter umfassende numerische Untersuchungen sowie analytische Setzungsberechnungen (nach Prof. Fillibeck, Grundlage des 90 % Vertrauensbereichs) durchgeführt, die die Ausführbarkeit belegten. Umfangreiche Angaben zur Planung des Bauvorhabens sind in Schulz und Löffler (2016) enthalten.

Aufgrund der fehlenden Erfahrung eines maschinellen Vortriebs im Frankfurter Baugrund sowie der unmittelbar anstehenden Bebauung bestanden hohe Anforderungen an

das Auffahren der Tunnelröhren sowie an das begleitende Monitoring. Entsprechend wurden umfangreiche Messkonzepte, Alarm- und Handlungspläne und ein Qualitätssicherungsplan zum Schildvortrieb erarbeitet. Weiterhin wurde ein Konzept zum Einsatz von Konditionierungsmitteln sowie zum Nachweis derer Wirksamkeit erarbeitet.

Ergänzend wurden zwei Tübbingringe in den Tunnelröhren eingebaut, die mit umfangreicher Messtechnik für Spannungs- und Verformungsmessungen ausgestattet sind. Mit deren Hilfe sollen über lange Zeiträume die Spannungen und damit die Schnittkräfte im Tübbingring gemessen und ausgewertet werden. Insbesondere der Einfluss späterer Baugruben und Neubauten über und neben den Tunnelröhren soll untersucht werden.

Sämtliche planerischen Maßnahmen wurden umfassend mit den Projektbeteiligten u.a. bestehend aus AG, AN, Planer, Berater, Prüfinstanzen und technischer Aufsichtsbehörde abgestimmt.

Am 31. August 2019 wurde der maschinelle Vortrieb der Tunnelröhre Süd begonnen, siehe hierzu auch Iffländer et. al. (2019).

Zur Überwachung der Tunnelbauaktivitäten sowie potentieller Setzungen aus der Grundwasserhaltung der Baugruben wurden insgesamt 700 geodätische Messpunkte installiert, mit verdichteter Anordnung im Nahbereich der Baugruben, an Gebäuden im Umfeld der Baumaßnahme und an Straßenbahnschienen. Über die gesamte Vortriebsstrecke beider Gleise wurden an 30 Hauptmessquerschnitten die Baugrundverformungen mittels geodätischer Messungen sowie mittels Inklinometern und Extensometern erfasst und in einem Online-Portal den Projektbeteiligten zur Verfügung gestellt.

Weiterhin wurden vortriebsbegleitend permanent umfangreiche Vortriebsdaten wie TBM-Position, Vortriebskraft der einzelnen Pressengruppen, Stützdrücke, Dichte in der Abbaukammer, Massenbilanz, Volumen Ringspaltvermörtelung, Mörtelverpresdruck und Temperatur in der Abbaukammer mittels dem Vortriebsdatenmanagement-System (VDMS) der Fa. VMT aufgezeichnet und bewertet.

Ausgewählte Messergebnisse werden nachfolgend vorgestellt.

3.1 Geodätische Messungen am Beispiel MQ T7

Der Messquerschnitt MQ T7 befindet sich westlich des Skyline Plaza zwischen Startbaugrube und der Station Güterplatz bei Stationierung 139, siehe Bild 3. Er beinhaltet die geodätischen Messpunkte 028 TGA, 024 TGA, 020 TGA und 019 TGA.

Der Messquerschnitt wurde im Zuge des Vortriebs Süd am 14.10.2019 unterfahren. Einen vorlaufenden Abstand von 25 m (Stationierung ca. 114) erreichte die TVM am

10.10.2019. Die bis dahin gemessenen Baugrundverformungen aus vorlaufenden Maßnahmen, wie z.B. Grundwasserentspannung, wurden zu Null gesetzt, um ausschließlich die Verformungen aus dem TBM-Vortrieb auswerten zu können.

Nachfolgendes Bild 3 zeigt die Messergebnisse der geodätischen Messungen. Es zeigen sich während der Unterfahrung (Bereich 25 m vor und 25 m nach MQ T7) nur geringe Verformungen in der Größenordnung von +/- 2 mm.

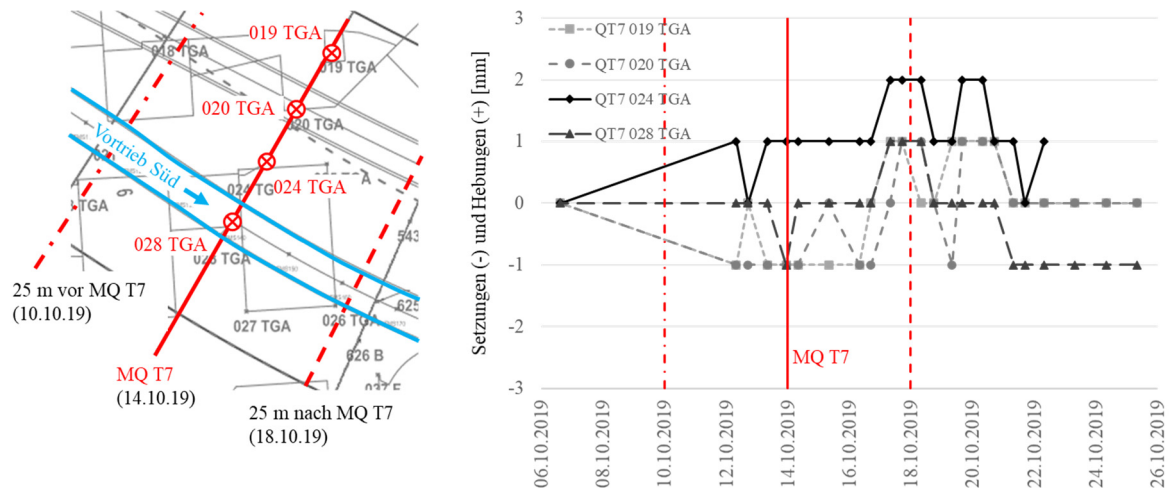


Bild 3 Geodätische Messungen MQ T7, Vortrieb Süd

Maximale Verformungen von 2 mm (Hebungen) wurden am Messpunkt 024 TGA am 17.10.2019 gemessen. Zu diesem Zeitpunkt befand sich die TVM ca. bei Stationierung 154 entsprechend etwa 16 m hinter MQ T7. Ab etwa dem 21.10.2021 klingen die eingetretenen Hebungen leicht ab.

3.2 Extensometermessungen am Beispiel MQ T10

Der Messquerschnitt MQ T10 befindet sich wenige Meter westlich der Station Güterplatz bei Stationierung 218. Er beinhaltet die Extensometermesspunkte E1 bis E5, an denen jeweils Mehrfachstangenextensometer installiert sind. Diese erfassen mehrmals täglich die Baugrundverformungen in Tiefenlagen von 7 m u. GOK, 10 m u. GOK, 13 m u. GOK und zum Teil 18 m u. GOK (E1, E3 und E5) und 24 m u. GOK (E3). Die Tunnelfirste liegt hier in einer Tiefe von ca. 14 m u. GOK und die Tunnelsohle bei ca. 20 m u. GOK.

Der Messquerschnitt wurde im Zuge des Vortriebs der Nordröhre am 07.03.2021 unterfahren. Einen vorlaufenden Abstand von 25 m (Stationierung ca. 193) zum MQ T10 erreichte die TVM am 05.03.2021. An diesem Tag wurden für die Betrachtung der Verformungen aus Tunnelvortrieb die bis zu diesem Zeitpunkt gemessenen Verformungen zu null gesetzt, um die vorlaufend eingetretene Baugrundverformungen z.B. infolge Grundwasserentspannung oder Baugrubenaushub zu vernachlässigen.

Nachfolgendes Bild 4 zeigt die Messergebnisse der Extensometer E1 bis E5 für die jeweils erfassten Tiefenlagen am Tag der Unterfahrung (07.03.2021) des Messquerschnittes MQ T10 sowie an den Tagen, als die TVM sich etwa 25 m vor (06.03.2021), 25 m hinter (10.03.2021) und 50 m hinter (20.03.2021) dem Messquerschnitt befand.

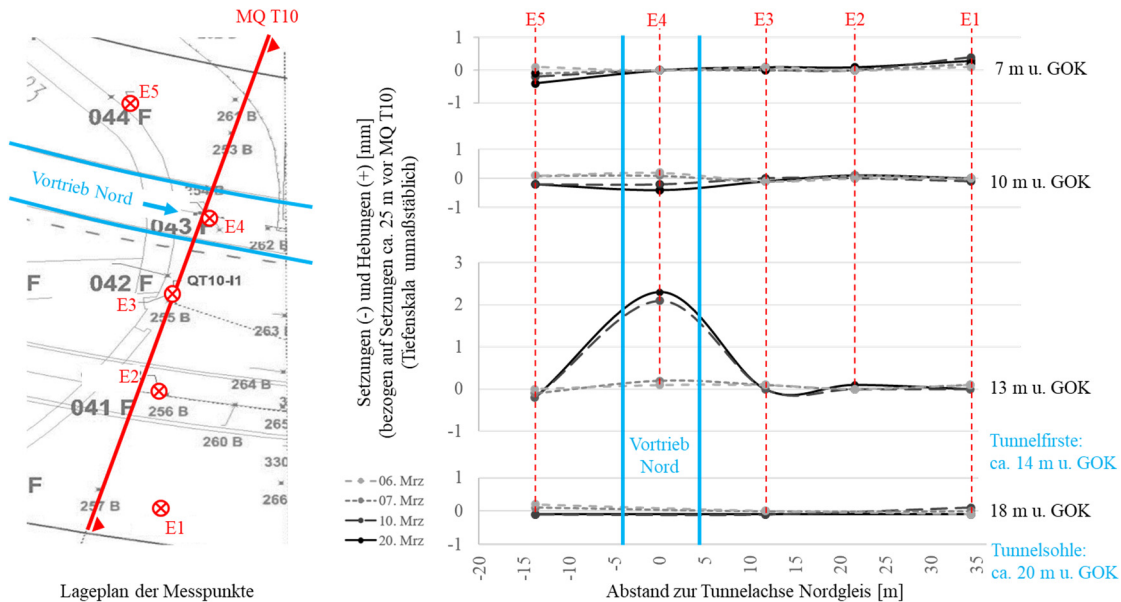


Bild 4 Extensometermessungen MQ T10, Vortrieb Nord

Die ausgewählten Zeitreihen der Messwerte der Extensometer zeigen in den Tiefen von 7 m, 10 m und 18 m u. GOK nur sehr geringe Verformungen bis ca. 0,5 mm.

Der Extensometer E4 in der Tiefe von 13 m u. GOK direkt über der Tunnelachse zeigt Hebungen bis ca. 2 mm, welche unmittelbar nach der Durchfahrt der TVM zwischen dem 07.03.2021 und dem 10.03.2021 aufgetreten und in der Messreihe vom 20.03.2021 noch einmal leicht angestiegen sind.

Der Extensometer E3 zwischen den Tunnelröhren misst zudem die Verformungen in einer Tiefe von 24 m u. GOK (ca. 5 m unter Tunnelsohle, in Bild 4 nicht dargestellt). Hier wurden mit der Zeit zunehmende Setzungen von bis zu 0,7 mm am 20.03.2020 festgestellt.

3.3 Setzungen in Abhängigkeit des Stützdrucks am Beispiel MQ T20

Nachfolgendes Bild 5 zeigt die eingetretenen Setzungen über die Schneidradposition infolge Unterfahrung Vortrieb Süd und Vortrieb Nord im Bereich von 25 m vor und 25 m nach dem Messquerschnitt MQ T20 in Abhängigkeit des Stützdrucks.

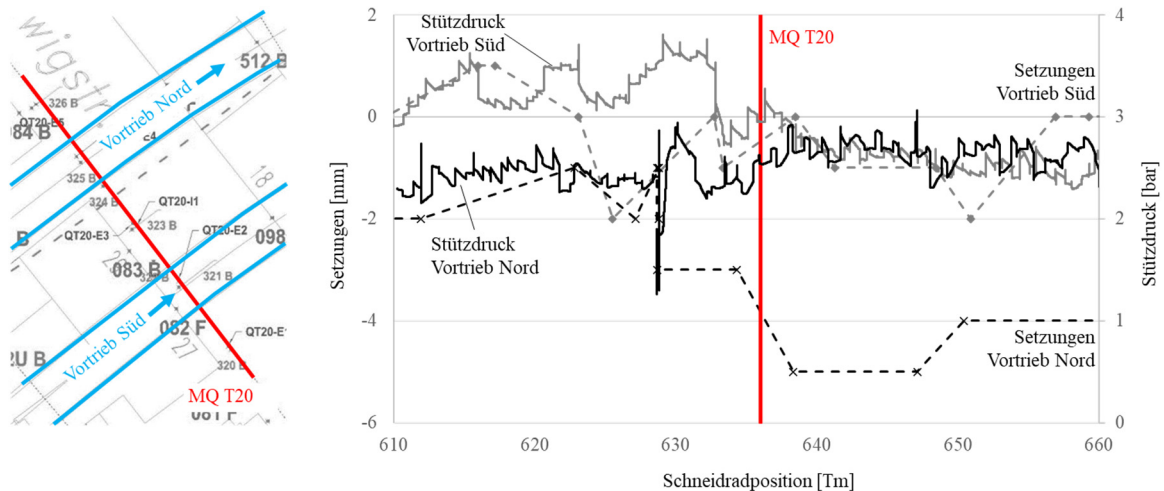


Bild 5 Setzungen in Abhängigkeit des Stützdrucks MQ T20, Vortrieb Süd und Nord

Im Südvortrieb wurde bei der Annäherung an den Messquerschnitt MQ T20 ein Stützdruck von ca. 3,5 bar gefahren, der ab ca. Schneidradposition 635 Tm auf 2,5 bar reduziert wurde. Die durch den Vortrieb bedingten Setzungen im MQ T20 betragen ca. 2 mm, die hinter der TVM auf ca. 1 mm zurückgingen.

Beim Vortrieb der Nordröhre lagen aus dem vorlaufenden Südvortrieb Setzungen von ca. 1 bis 2 mm vor. Im Nordvortrieb wurde im Bereich des MQ T20 ein Stützdruck von ca. 2,5 bar gefahren. Bei der Annäherung des Vortriebs Nord ergaben sich zusätzliche Setzungen von 2 mm, die sich hinter der TVM auf ca. 3 mm vergrößerten und danach wieder auf 2 mm zurückgingen.

3.4 Zusammenfassende Bewertung der gemessenen Setzungen

Im Vorfeld der Tunnelauffahrt wurden analytische Setzungsberechnungen nach Prof. Fillibeck auf Grundlage des 90 % Vertrauensbereichs durchgeführt, um die Verträglichkeit der zu erwartenden Baugrundverformungen mit der unterfahrenen Bebauung zu ermitteln.

Nachfolgende Tabelle 1 vergleicht die berechneten Setzungen ausgewählter Messquerschnitte mit den tatsächlich aufgetretenen Setzungen. In allen Messquerschnitten wurden die erwarteten Setzungen infolge Tunnelvortrieb geringfügig unterschritten.

Die durch die beiden Vortriebe bedingten Setzungen lagen über die gesamte Vortriebslänge im Bereich von 2 mm bis 7 mm. Diese geringen Setzungen zeigen, dass der Stützdruck in der richtigen Höhe gefahren wurde.

Tabelle 1 Setzungen infolge Tunnelvortrieb

Messquerschnitt	Stationierung	Analytisch berechnete Setzungen [mm]	Aufgetretene Setzungen [mm]
MQ T3	2+280	9	6
MQ T10	2+105	8	2
MQ T13neu	1+815	8	7
MQ T20	1+680	7	5

Eingetretene Oberflächensetzungen am MQ T13neu, wo beim Vortrieb der Südröhre mit einem Stützdruck von lediglich 0,5 bis 1,5 bar gefahren wurde, zeigen aber auch, dass der Baugrund prinzipiell setzungsunempfindlich reagierte.

4 Baugrundvereisung des bergmännischen Vortriebs

Die mittels Tunnelbohrmaschine aufgefahrenen Tunnelröhren werden am Platz der Republik bei laufendem Verkehr unterirdisch an das bestehende Überwerfungsbauwerk angeschlossen. Der Anschluss an den Bestand erfolgt dabei bergmännisch aus dem fertiggestellten Schildvortriebsbereich heraus. Der Schildmantel verbleibt im Baugrund. Der bergmännische Restvortrieb erfolgt druckluftgestützt im Schutz eines Spießschirms und eines von der Bestandsseite aus mittels Solevereisung aufgebauten Vereisungskörpers.

Je Gleis wurden zum Aufgefrieren des Frostkörpers 20 Gefrierlanzen mit Längen von etwa 5 m aus dem Bestandsbauwerk heraus hergestellt. Die Gefrierbohrungen sind dabei so angeordnet, dass sie einen trichterförmigen Körper um den geplanten Anschluss im bergmännischen Vortrieb aufspannen. Zudem wurde je Tunnelröhre eine Oberflächenkühlung an der Anschlusswand mit den Abmessungen 2,50 m x 2,50 m x 0,01 m aufgebaut.

Zur Überwachung der Frostkörpertemperaturen wurden je Gleis sechs Temperaturbohrungen erstellt. In jeder Temperaturbohrung wurden an bis zu sieben Messpunkten die Temperaturen erfasst. An weiteren vier Messpunkten je Gleis wurden die Temperaturen in der Bestandswand, jeweils 5 cm und 30 cm hinter der Wand erfasst. Weiterhin wird die Lufttemperatur im Tunnel gemessen. Sämtliche Messdaten werden stündlich erfasst und in einem Online-Portal den Projektbeteiligten zur Verfügung gestellt.

Der Frostkörper wird seit Januar 2021 aufgefroren und seit April 2021 erhalten. Nachfolgendes Bild 6 zeigt die in den im Frostkörperbereich angeordneten Temperaturbohrungen gemessenen Temperaturen und die während der Betriebsdauer der Vereisung an ausgewählten Messpunkten gemessenen Verformungen.

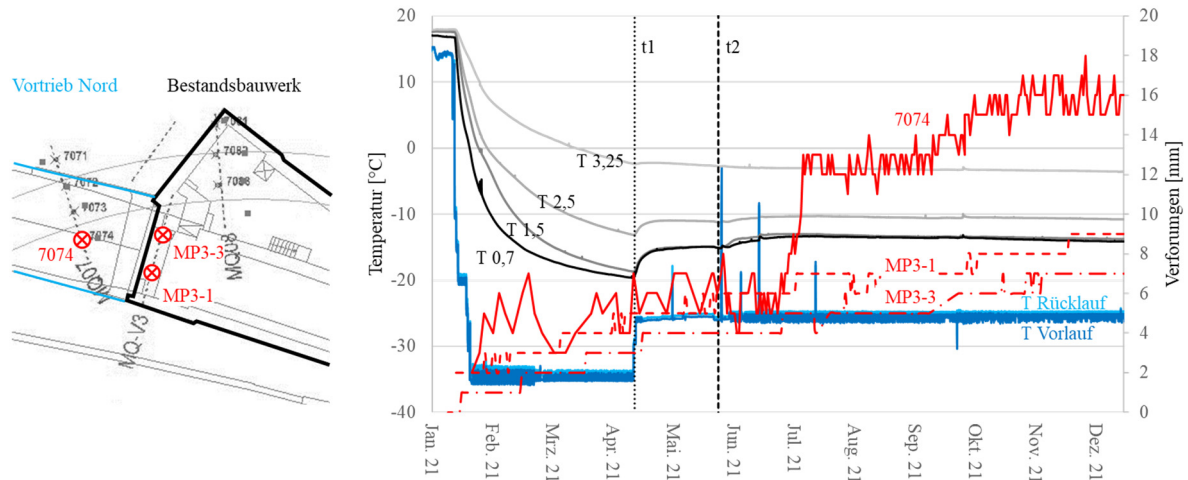


Bild 6 Temperaturen und Verformungen infolge Vereisung Vortrieb Nord

Im Januar 2021 wurde zu Beginn der Aufgefrierphase die Vorlauftemperatur der Sole auf etwa -36° herabgesetzt. Die gemessenen Bodentemperaturen der Temperaturlanze T04 im Abstand 0,7 m bis 3,25 m hinter der Bestandswand verringerten sich infolgedessen von etwa 18°C auf -19°C (T 0,7) bis -2°C . Im Anschluss auf die Aufgefrierungsphase wurde ab April 2021 (Zeitpunkt t1 in Bild 6) die Vorlauftemperatur auf etwa -25°C erhöht. Es zeigt sich eine leichte Erhöhung der Baugrundtemperaturen.

Die Tunnelvortriebsmaschine erreichte am 15.04.2021 (Zeitpunkt t2 in Bild 6) ihre Endposition rund 10 m vor dem Bestandsbauwerk. Bei konstanten Vor- und Rücklauftemperaturen zeigen sich infolge der Arbeiten für den bergmännischen Vortrieb leichte Erhöhungen der gemessenen Bodentemperaturen.

Infolge der Ausdehnung des Frostkörpers zeigen die Messpunkte MP3-1 und MP3-3 in der Sohle des Bestandsbauwerkes sowie der Messgeber 7074 an der Geländeoberkante oberhalb der Tunnelvortriebsmaschine Hebungen von etwa 7 mm.

Durch die Beaufschlagung des Arbeitsraums im Zuge des Restvortriebes mit 1,4 bar Luftüberdruck ergaben sich zusätzliche Hebungen von bis zu 12 mm. Aufgrund des weitgehend dichten Baugrundes ist der Luftverbrauch nur sehr gering, Luftaustritte an der Geländeoberfläche wurden nicht festgestellt. Da die Auflast über der Tunnelfirste deutlich höher als der Innendruck von 140 kN/m^2 ist, können die Hebungen nur so erklärt werden, dass die Luft in den durchlässigeren Kalksteinbänken nach oben strömen kann und sich unter einer weitgehend dichten Deckschicht der hohe Luftdruck aufbaut.

Insgesamt lässt sich eine Korrelation zwischen den gemessenen Verformungen und dem Betrag der Grundwasserentspannung ableiten. Durch Abbildung der Regressionsgerade lässt sich schlussfolgern, dass unter den gegebenen Randbedingungen im Mittel bisher Setzungen von etwa 3,2 mm je Meter Grundwasserentspannung aufgetreten sind. Die Dauer bis zum Abklingen der Setzungszunahmen beträgt bis zu 12 Monaten, siehe hierzu Huber et al. (2022).

6 Zusammenfassung und Fazit

Im Zuge der zweigleisigen Verlängerung der bestehenden Stadtbahnlinie U5 erfolgte der erste moderne maschinelle Tunnelvortrieb im Frankfurter Ton.

Das durchgeführte umfangreiche Messprogramm belegt den Erfolg der Tunnelvortriebe Nord und Süd. Die durch die beiden Vortriebe bedingten Setzungen lagen über die gesamte Vortriebslänge im Bereich 2 mm bis 7 mm und somit geringfügig unterhalb der Erwartungen. Die eingetretenen Setzungen wurden für die anstehende Bebauung als verträglich eingestuft.

Aktuell erfolgt der bergmännische Restvortrieb beider Gleise im Schutz einer Vereisung. Die Vereisung des Baugrundes erfolgt unterhalb eines stark befahrenen innerstädtischen Verkehrsknotenpunktes. Durch den Einsatz der sehr aufwendigen und durchgehend redundanten Sicherungsmittel wird so ein sehr sicherer Vortrieb gewährleistet. Auch hier belegen die umfangreichen Messdaten die korrekte Planung und den Erfolg der Ausführung der herausfordernden Baumaßnahme.

Literatur

Huber H., Kirchner, S., v. d. Werth, H. (2022)

Langzeitabhängigkeit der Baugrundverformungen von Grundwasserentspannungen im Frankfurter Ton am Beispiel Projekt U5, TAE: 13. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 2022

Kühn, I., Kirchner, S. (2019)

Das Europaviertel Frankfurt am Main – Großprojekt zur infrastrukturellen Erschließung und Entwicklung eines neuen Stadtteils – Baurechtliche, organisatorische, vertragliche und technische Anforderungen, Tagungsband zur STUVA-Tagung, 2019

Iffländer, R., Lutz, R., Budach, C. Kirchner, S. (2019)

Geotechnische und tunnelbautechnische Herausforderungen beim Bau der U5 in Frankfurt mit einem Erddruckschild, Tagungsband zur STUVA-Tagung, 2019

Schulz, C., Löffler, M. (2016)

Verlängerung der Stadtbahnlinie U5 in Frankfurt am Main - Herausforderungen beim Anschluss an ein bestehendes Tunnelbauwerk, TAE: 10. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, 2016

Meyer, D., Löffler, M., Mumme, K., Schulz, C. (2015)

Stadtbahn Europaviertel Frankfurt – Tiefe Baugruben und maschineller Vortrieb im „Frankfurter Ton“, Tagungsband zu STUVA-Tagung, 2015

Herstellung und Kontrolle tiefer Baugruben aus Sicht der Bauüberwachung am Beispiel der Verlängerung der U5 in Frankfurt

Dipl.-Ing. Franz Kaffenberger, Dipl.-Ing. David Meyer
Schübler-Plan Ingenieurgesellschaft mbH, Frankfurt/Main

1 Einleitung

Mit Baubeginn der Spezialtief-, Roh- und Tunnelbaumaßnahmen im Frühjahr 2017 wird die Verlängerung der Stadtbahnlinie U5 der Verkehrsgesellschaft Frankfurt baulich umgesetzt. Von einem im Bestand unter dem Platz der Republik bereits vorgerüsteten Abzweigbauwerk aus verläuft die zukünftige Streckenführung der U5 in Richtung des auf dem ehemaligen Güterbahnhof entstandenen neuen Stadtquartiers „Europaviertel“. Das Herzstück des neuen Abschnitts, die unterirdische Streckenführung der U5, erstreckt sich von der Emser Brücke im Westen bis zum Platz der Republik im Osten. Neben dem maschinellen Tunnelvortrieb wird das Projekt in der Rohbauphase unter anderem durch die tiefen Baugruben geprägt.

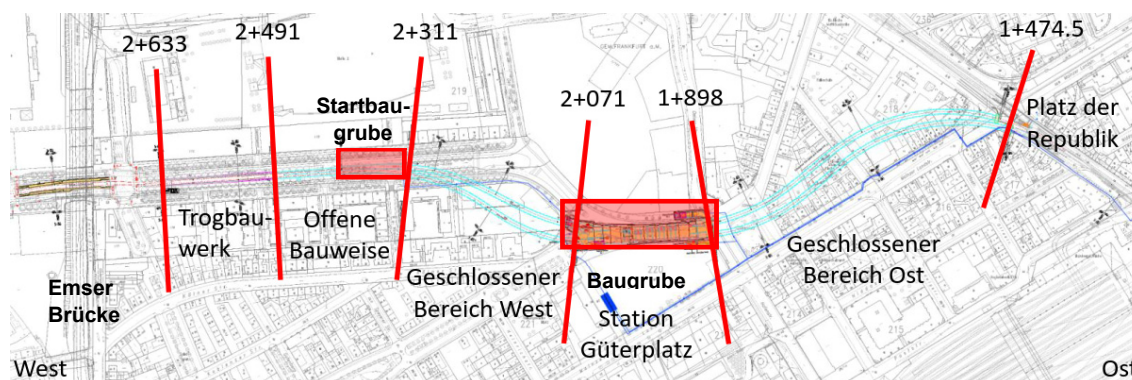


Bild 1 Lageplan Startbaugrube und Baugrube Station Güterplatz

Voraussetzung für den Tunnelvortrieb war die Realisierung der Startbaugrube (Station 2+311 bis 2+389). Die Baugrube hat eine Länge von ca. 78 m und eine maximale Breite von 18,5 m an der Anfahrwand. Im Schutz einer 1,2 m dicken und in drei Ebenen ausgesteiften Schlitzwand erfolgte der Aushub bis zu einer maximalen Aushubtiefe von 18 m.

Deutlich größere Abmessungen weist die Baugrube für die „Station Güterplatz“ auf. Die Baugrubensohle der Baugrube Güterplatz liegt bei etwa 24 m u. GOK. In einem Abstand von wenigen Metern nördlich der Baugrube befindet sich das Gebäude Skyline Plaza, das zwei Untergeschosse und fünf Obergeschosse aufweist. Direkt daneben wurde der Grand Tower errichtet, mit einer Höhe von 180 m Europas höchstes Wohngebäude. Unmittelbar südlich der Baugrube befindet sich der Neubau der beiden Hochhaustürme Eden (98 m) und The Spin (128 m) mit einem gemeinsamen Tiefgaragenkomplex (2 Untergeschosse).

Die Baugrubenwände der Stationsbaugrube sind als verformungsarmes und wasserundurchlässiges vertikales Verbausystem in Form einer überwiegend 1,2 m dicken Schlitzwand hergestellt. Für die Baugrube „Station Güterplatz“ wurde eine massive, dreilagige innere Aussteifungskonstruktion aus Stahlbetonrahmen gewählt. Analog zur Startbaugrube ist auch für die Baugrube Güterplatz eine baugrubeninnere Entspannungswasserhaltung installiert, Diese Wasserhaltung entspannt die Druckwasser führenden Lagen innerhalb des Miozäns bis in 58 m u. GOK, um den Nachweis gegen Aufschwimmen und den Nachweis gegen den hydraulischen Grundbruch führen zu können.

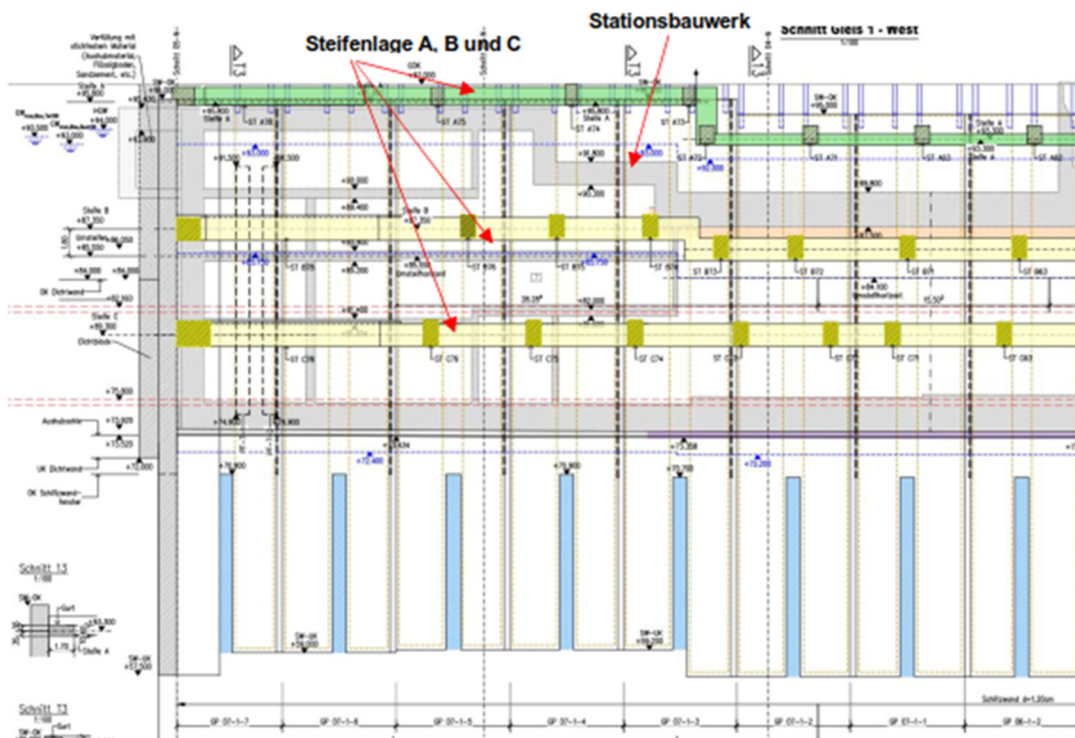


Bild 2 Ansicht Verbau Baugrube Station Güterplatz

Im Sommer 2022 wird die Baugrube der Station Güterplatz ausgehoben. Die von der Tunnelbohrmaschine aufgefahrene Tunnelröhren innerhalb der Station Güterplatz werden vorab mit hydraulisch abbindendem Verfüllbaustoff, Druckfestigkeit von $> 1.5 \text{ N/mm}^2$ zu ca. 2/3 verfüllt und danach sukzessive im Rahmen des Aushubs rückgebaut.

Die Aushubsohlen der beiden Baugruben liegen über die gesamten Flächen innerhalb der Hydrobienschichten (Frankfurter Ton). Gleiches gilt für die Einbindung der Schlitzwände.

2 Herstellung und Überwachung der Schlitzwand

Vor Beginn der Schlitzwandherstellung wurden seitens der Bauüberwachung Vorbereitungen zur Art und Umfang der Überwachungstätigkeiten durchgeführt.

Bei den Vorbereitungen fand, über die Beachtung der Normen hinaus, die Ursache für den Einsturz des Stadtarchivs in Köln Beachtung (Sieler et. al.). Die wahrscheinliche Schadenursache wird hier einer fehlerhaften Herstellung der Schlitzwand zugeordnet.

Die Staatsanwaltschaft forderte, auf Basis der Erkenntnisse aus der gutachterlichen Untersuchung in Bezug auf die Schadenursache, für zwei Bauleiter und einen Bauüberwacher mehrmonatige Bewährungsstrafen. Die Begründung lautete:

„Die Angeklagten haben ihre Sorgfaltspflicht verletzt, weil sie die Bauarbeiten vor dem Archiv nicht wie vorgeschrieben überprüft, dokumentiert und kommuniziert haben.“ (Spiegel Online 12.10.2018).

Verurteilt wurde ein Bauüberwacher. Die Bauleiter wurden freigesprochen. Der Freispruch für die Bauleiter wurde mittlerweile vom BGH (Presstelle Nr. 185/2021) aufgehoben und zur erneuten Verhandlung an die Vorinstanz delegiert. Dem Einspruch gegen die Bewährungsstrafe des Bauüberwachers, der nur zwei Tage als Urlaubsvertretung zuständig war, wurde ebenfalls stattgegeben (Zeit Online, dpa, ps).

Unabhängig davon wie die rechtskräftigen Urteile ergehen mögen, zeigt sich an diesem Beispiel, dass der Bauüberwachung eine hohe Mitverantwortung bei Überprüfung, Dokumentation und Kommunikation der Bauleistung zuzurechnen ist.

Auf Basis des durch die Bauunternehmung ausgearbeiteten und durch die BÜ geprüften QS-Plans wurde eine für jede einzelne Lamelle einheitliche Aktenstruktur kreiert.

Über die Vorgaben der DIN und der ZTV-Ing hinaus wurden folgende Maßnahmen von der BÜ ergriffen, um dem Status der besonderen Überwachungsbedürftigkeit beim Betoneinbau gerecht zu werden:

- Permanente Begleitung bei der Betonage, gemeinsames Loten der Füllhöhen und Zuordnung zur eingebauten Betonkubatur.
- Unabhängiges bewerten des Betoneinbaus von der BÜ anhand der vor Ort geloteten Steigmaße im Abgleich zum Steigmaß

Schlitzwandakte – Station Güterplatz	
Laufende Nummer:	097
Schlitzbezeichnung	GP_07-2-1
Inhaltsverzeichnis	
Akte der ARGE U5	
- Abnahmeprotokoll Schlitzwand	
- Schlitzwandprotokoll	
- Betonierprotokoll	
- Betoniertagebuch	
- IBU5_Protokoll Bewehrungskontrolle	
- Kontrollvermessung ARGE U5	
- Messergebnisse Abweichungen Taraben Jean Lutz	
- Lieferscheine Bewehrungskörbe	
- Betonlieferscheine	
Akte der IBU5	
o IBU5_(Dokumentation)_Lamelle- GP_07-2-1	
o Grunddaten	
o SOLL-IST-Werte	
o Betonage-Werte	
o Diagramm	
TPI – Kontrollvermessung	

Bild 3 Muster-Inhaltsverzeichnis einer Schlitzwandlamelle

Insgesamt wurden 145 Lamellen, in Stärken von $D=120$, 80 und 60 cm hergestellt, wobei die Lamellen der Station Güterplatz durchgängig eine Stärke von $D=120$ cm und eine Tiefe von ca. 40 m aufweisen. Eine Besonderheit des Designs liegt darin, dass bei den Regellamellen ein Steg in der Mitte der Lamelle nicht auf Endtiefe gegreifert werden durfte. Über das damit erzeugte hydraulische Fenster wird der Potentialausgleich des Wasserdrucks zur Optimierung der Verbauwand gewährleistet.

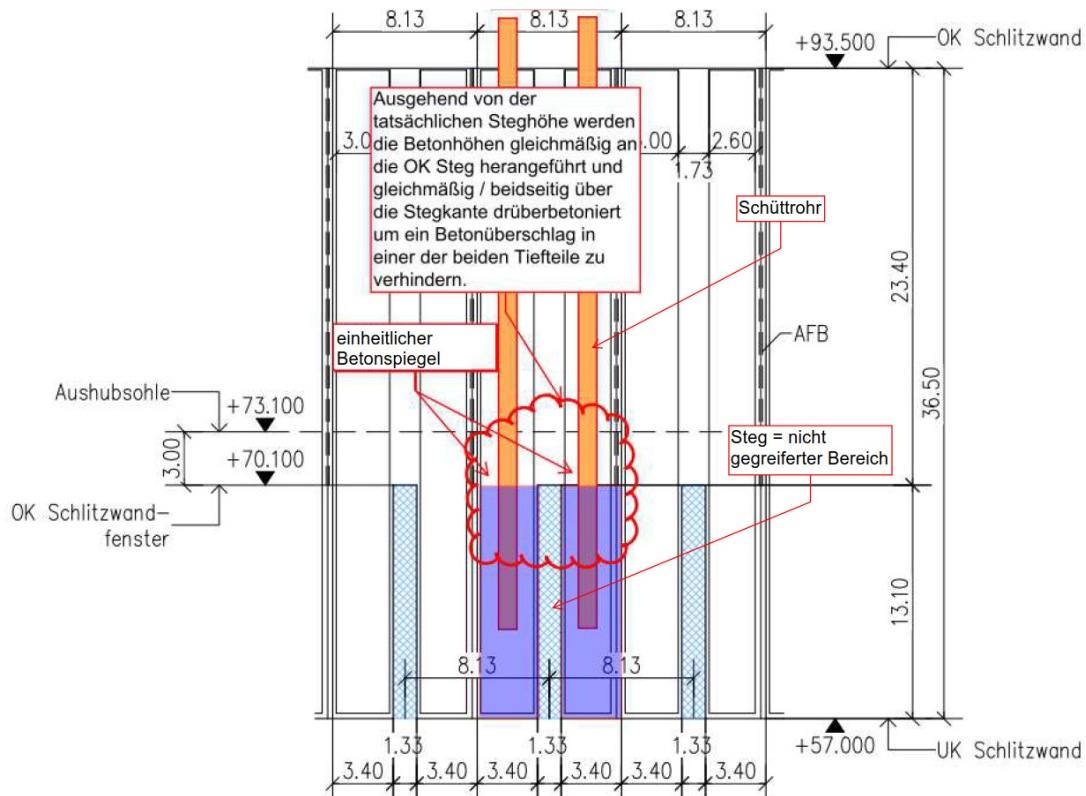


Bild 4 Auszug aus dem QS-Plan – Betonage im Stegbereich

Einer der entscheidenden Parameter für den Nachweis der Qualität der Lamelle bietet das Betonierprotokoll, bei welchem Soll- und Ist-Menge in Abhängigkeit zum Steigmaß abgebildet werden. Ein Muster für die Dokumentation liefert die EN DIN 1538, Anhang C.

In aller Regel wird auf dieser Basis eine graphische Auswertung vorgenommen.

Nach der EN DIN 1538, Abs. 8.3.2.4 sollte der Abstand zwischen den Leitwänden in der Regel 20 mm bis 50 mm größer sein als die Breite des Aushubwerkzeuges.

Bei der U5 wurde einheitlich ein Zuschlag von 50 mm gewählt. Dieser wurde vom AN bei dem Soll / Ist-Vergleich nicht berücksichtigt. Die Bewertung der BÜ hat vor Auswertung des Soll / Ist-Vergleichs ein sogenanntes Soll 2 ermittelt. Dieses entspricht dem Aushubvolumen, resultierend aus der Leitwandöffnung, der Ist-Länge der Lamelle und den geloteten Schlitztiefen.

	Soll m ³	Soll-2 m ³	Ist m ³	Bachy-Element Volumen bei D=1.20m 0,24 m ³ /m
Betonkubatur Lamelle				
Lamelle West UK bis volle Breite	50,69	50,13	52,50	
Lamelle Ost UK bis volle Breite	57,02	56,13	53,35	
Lamelle ab voller Breite	233,28	257,32	273,15	
Kubatur Gesamt Σ	340,99	363,57	379,00	

Bild 5 Differenz zwischen m³ Plan-Soll u. gegrifertem Aushubvolumen (Soll-2)

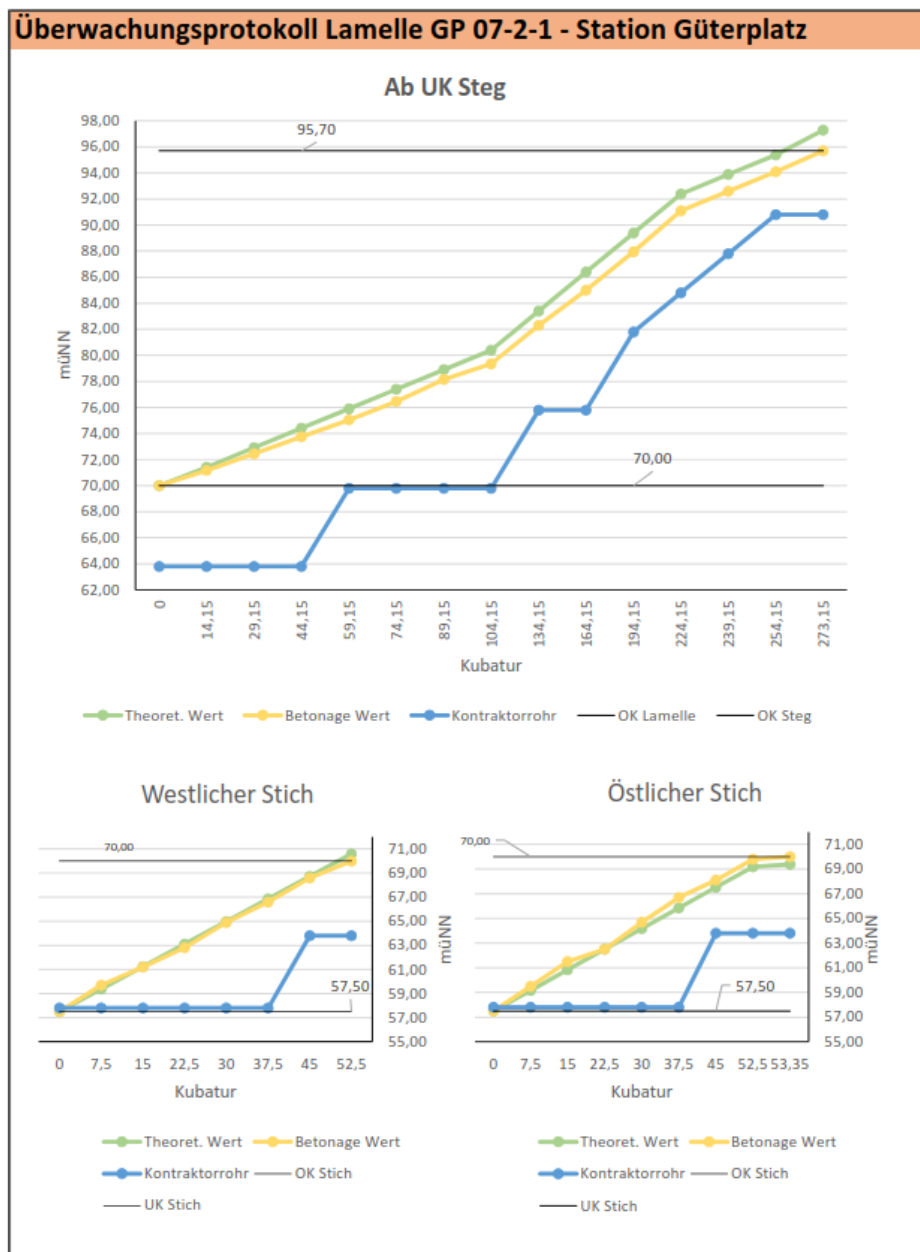


Bild 6 Auswertung Soll 2 und Ist - Steighöhe

Nach Auswertung aller Schlitzwandprotokolle zeigt sich, dass eine Qualitätssicherung über den Zwischenschritt – Ermittlung des Soll 2, insbesondere unter Berücksichtigung des Zuschlags bei der Leitwandöffnung – deutlich aussagekräftigere Ergebnisse, als der Vergleich zum Plan-Soll liefert.

3 Lösungsbeispiel beim Auftreten ungeplanter Umstände während der Schlitzwandherstellung

Beim Abteufen der Ecklammelle GP 01-1-3 Baugrube Güterplatz zeigte sich bei einer Tiefe von ca. 10 m eine deutliche vertikale Abweichung des Greifers. Trotz des Einsatzes eines am Flachfugen-Element geführten Meißels konnte kein vertikaler Stich hergestellt werden. In enger Abstimmung zwischen der Bauunternehmung, dem AG und der Örtlichen BÜ wurde ein Überbohren des vermeintlichen Hindernisses beschlossen. In der Verdachtstiefe von ca. 10 m unter OK Leitwand wurden durch die Bohrung zerschnittene Blöcke von Sandstein angetroffen, welche entweder direkt auf oder knapp über der anstehenden Kalksteinbank auflagen. Der Kalkstein selber wurde in großen Blöcken gefördert, die einen schrägen Anschnitt aufweisen.

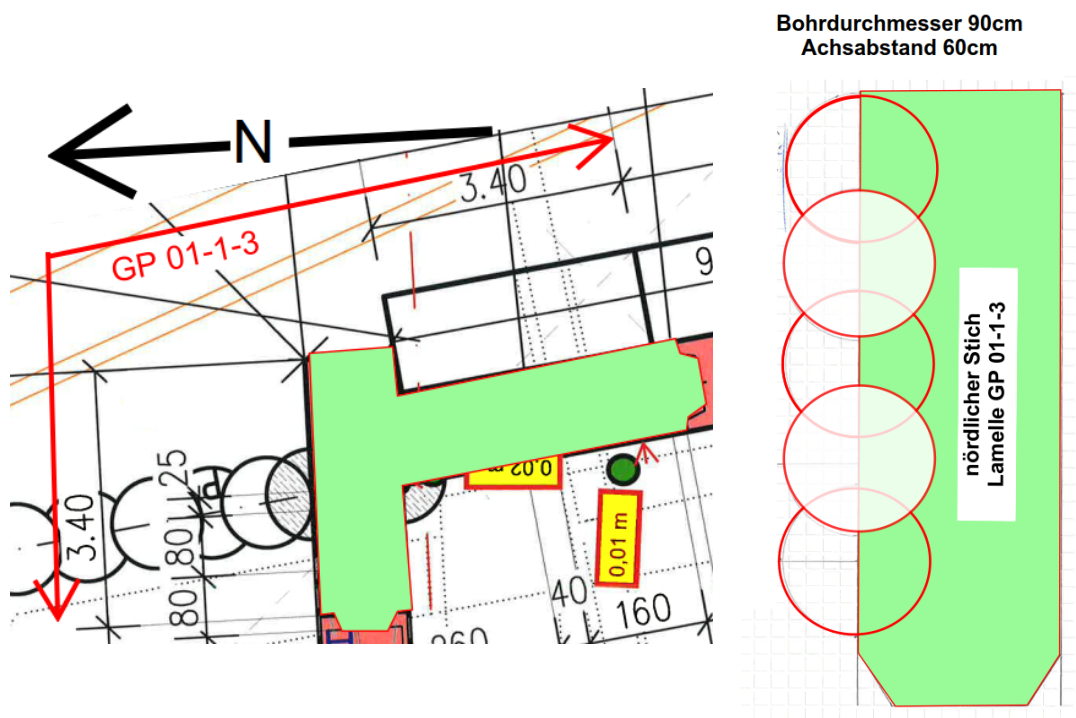


Bild 7 Lageskizze Lamelle GP 01-1-3 und Skizze der Hindernisbeseitigung



Bild 8 Mittels Bohrungen geborgene geologische Schlitzhindernisse

Bei der Lamelle GP 01-1-3 traten in vier Phasen Probleme beim Abteufen auf. Hervorzuheben ist das alle Störungen unmittelbar zwischen den Vertragsparteien, unter ständiger Begleitung durch örtliche BÜ kommuniziert wurden. Dieses Vorgehen gewährleistete, dass unmittelbar nach Auftreten der einzelnen hindernden Umstände reagiert werden konnte. Durch Umstellung der Bauabläufe konnten Verzögerungen und Stillstände auf ein Minimum reduziert werden.

Das wichtigste Ergebnis bestand allerdings darin, dass mit hoher Wahrscheinlichkeit eine mangelfreie Lamelle hergestellt wurde, was zu einem späteren Zeitpunkt beim Aushub der Baugrube verifiziert werden wird.

4 Resümee zur Dokumentation und Überwachung der Schlitzwandaarbeiten

Nachdem die Schlitzwandaarbeiten im Jahr 2019 abgeschlossen wurden kann folgendes Resümee gezogen werden. Die Schlitzwandherstellung wurde über das nach DIN und ZTV-ING geforderte Maß hinaus dokumentiert und bewertet. Im weiteren Bauablauf zeigte sich, dass die detaillierte Dokumentation der Bauunternehmung und der Bauüberwachung, über die eigentliche Überwachungstätigkeit hinaus eine stabile Datenbasis zur Beantwortung von gutachtlichen und baubetrieblichen Fragen bietet.

5 Bewertung der Standsicherheit - Baugruben in der Herstellphase

Wie heute gelebte Praxis werden bei großen Baugruben eine ganze Reihe von Daten erhoben, die zur Beurteilung der Übereinstimmung von Lastannahmen und Statik mit den erhobenen Messergebnissen dienen.

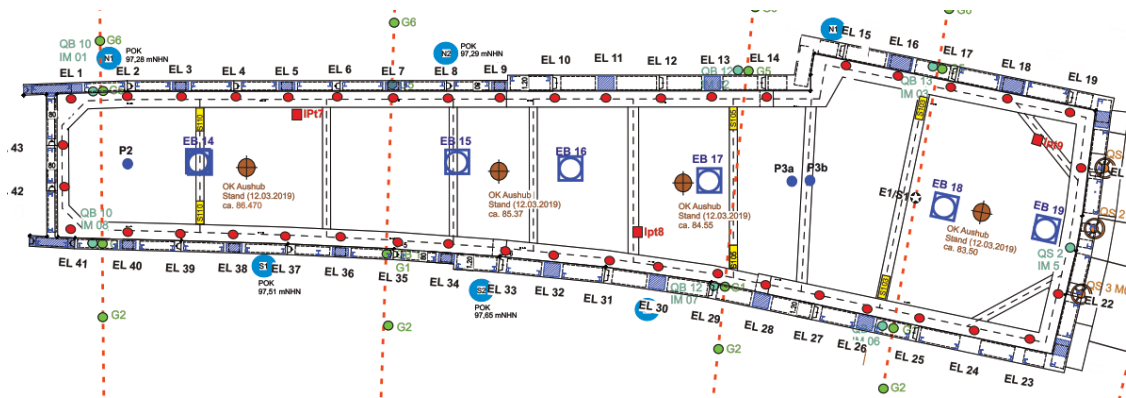


Bild 9 Startbaugrube, Übersicht inkl. Messeinrichtungen

Bei der Startbaugrube werden Messungen an geodätischen Lage- und Höhenmesspunkten, Inklinometern der Schlitzwände, Dehnungsmesstreifen zur Ermittlung der Steifenkräfte, Poren- und Sohldruckwassergebern sowie den Wasserzählern der Grundwasserhaltung durchgeführt. Messintervalle sind anhand des Messkonzeptes durchzuführen.

Die Messergebnisse wurden während der Aushubphase in Intervallen von stündlich (Steifenkräfte) bis wöchentlich (Inklinometer etc.) teilweise in Echtzeit (Datenlogger) in eine Datenbank eingestellt. Auf diese Datenbank haben die Vertragsparteien, die BÜ sowie die betroffenen Gutachter Zugriff. Von der BÜ werden diese Daten regelmäßig bewertet.

Zur Sicherstellung einer kontinuierlichen Bewertung der gesamten Baugrubensituation in der dynamischen Phase des Aushubs wurde von der örtlichen BÜ darüber hinaus eine wöchentliche Besprechung organisiert. Diese diente der Beurteilung der aktuellen Situation im Rückblick und der Vorbereitung der anstehenden Überwachungstätigkeiten.

Regelmäßige Teilnehmer waren der für die Baugrube verantwortliche Bauleiter, der geotechnische Berater des AG und die Bauüberwachung. In dem bewusst klein gehaltenen Kreis wurden die Besprechungsergebnisse festgehalten und von den jeweils verantwortlichen Mitarbeitern bestätigt.

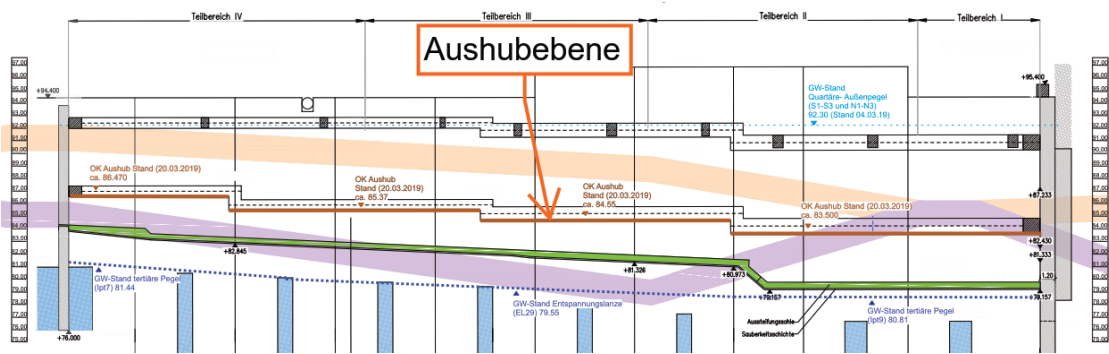


Bild 10 Startbaugrube, Bautenstand März 2019

Bei den sogenannten „Baugrubenbewertungen“ wurden und werden alle relevanten Themen hinsichtlich Wasserhaltung, geodätischen Messungen, Kräftemessungen bis zur optischen Beurteilung der Verbauwand angesprochen. Das vorstehend aufgezeigte Prozedere gewährleistet, dass die erhobenen Daten den jeweils aktuellen Bauzuständen zugeordnet werden. Hiermit ist sichergestellt, dass die Baugrube sich in einem jederzeit sicheren Zustand befindet.



Bild 11 Startbaugrube, Bautenstand Mai 2019

6 Reaktionsbeispiel an einem Fall unerwarteter Messergebnisse

Die Steifenkräfte der Startbaugrube werden über Dehnungssensoren an den Betonsteifen der 1. Lage, wie den Stahlsteifen der 2. Lage ermittelt. Nach Einbau der 2. Aussteifungsebene stiegen die Steifenkraftmesswerte der 1. Aussteifungsebene weiter an. Dies war anhand der Statik nicht zu erwarten.

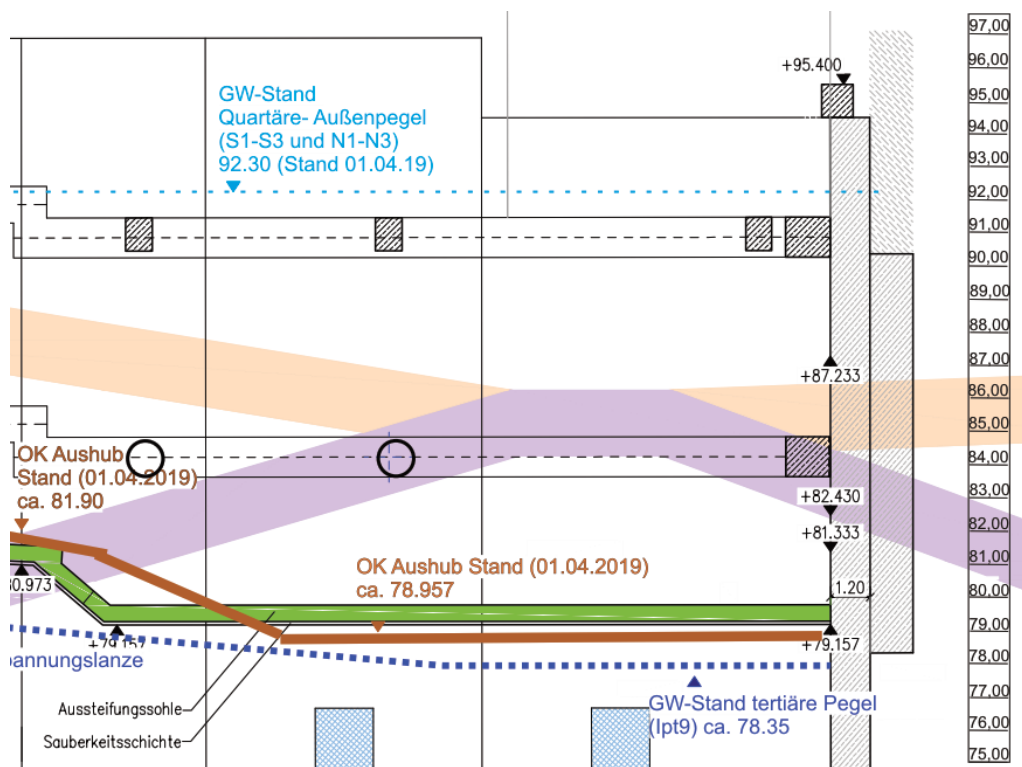


Bild 12 Zustand Endaushub Startbaugrube

Nach Einbau der aussteifenden Unterbetonsohle sollte die 2. Steifenebene zurückgebaut werden. Für diesen Zustand war die maximale Steifenkraft in der 1. Ebene zu erwarten. Im Zug der Baugrubenbewertung wurde festgelegt, dass vor dem Ausbau der 2. Ebene die Ursache für den nicht plausiblen Anstieg der Steifenkräfte eruiert werden muss.

In Abstimmung zwischen dem AG, dem AN und den Prüfinstanzen wurde als wahrscheinliche Ursache die fehlende Berücksichtigung von Kriech- und Schwindvorgängen bei der Umrechnung der Dehnungen in Kräfte angenommen. Nach eingehenden rechnerischen Untersuchungen bestätigte sich diese Vermutung. Die 2. Aussteifungsebene konnte nach Berücksichtigung der Kriech- und Schwindverformung zum Ausbau freigegeben werden.



Bild 13 Rückbau der 2. Aussteifungsebene in der Startbaugrube



Bild 14 Schildmontage in der Startbaugrube

7 Ausblick Baugrube Station Güterplatz

Bei der 24m tiefen Baugrube für die Station Güterplatz ist aktuell die erste Steifenlage eingebaut. Der Aushub kann erst nach Fertigstellung des tunnelbautechnischen Anschlusses an den Bestand und der anschließenden Verfüllung der Tunnelröhren innerhalb der Baugrubenumschließung im Sommer 2022 fortgesetzt werden.



Bild 15 Station Güterplatz – 1. Steifenlage eingebaut

Aufgrund der durchweg positiven Erfahrungen bei der Überwachung des Aushubs der Startbaugrube soll die Baugrubenbewertung in Analogie zur Startbaugrube durchgeführt werden. Um das Schwindverhalten der Betonsteifen besser beurteilen zu können, wurden von der TU München Schwindversuche durchgeführt, deren Ergebnisse eine der Grundlagen für die Umrechnung von gemessenen Dehnungen in Messkräfte bilden.

8 Fazit

Nicht nur die Bauaufgabe als solche, sondern auch die Bauüberwachung für tiefe Baugruben bedarf einer intensiven Vorbereitung. Hierbei sind nicht nur die einschlägigen Normungen, die Planung und der Bauvertrag zu berücksichtigen. Besonderes Augenmerk ist auf die Identifikation der besonders überwachungsbedürftigen Vorgänge zu legen.

Eine offene, kontinuierliche Kommunikation zwischen der Bauunternehmung, der Bauüberwachung und dem geotechnischen Sachverständigen bei der Bewertung der Messergebnisse in Verbindung mit der Inaugenscheinnahme des Verbaus gewährleistet, dass die Risiken bei der Herstellung tiefer Baugruben so klein als möglich gehalten werden können.

Literatur

Sieler, U., Schwarze, J., Moormann, C. Neweling, G. (2015)

Aktueller Stand der Maßnahmen zur Erkundung der Schadensursache nach dem Einsturz des Stadtarchivs in Köln: Komplexe Randbedingungen und bautechnische Herausforderungen bei der 34 m tiefen Besichtigungsbaugrube, Tagungsband zur STUVA-Tagung, 2015

wit/ulz/dpa/AFP, Spiegel Online, 12. Oktober 2018

Urteil in Köln, Drei Freisprüche in Prozess um Einsturz des Stadtarchivs

Quick, H., Meißner, S., Michael, M. (2019)

Zwei Hochhäuser in direkter Nachbarschaft einer geplanten U-Bahn Station, Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt, Heft Nr. 105, 2019, 79~89

BGH-Pressestelle Nr. 185/2021

Urteil vom 13. Oktober 2021 - 2 StR 418/19 - Bundesgerichtshof hebt Freisprüche vom Vorwurf der fahrlässigen Tötung im Zusammenhang mit dem Einsturz des Historischen Archivs der Stadt Köln auf

ZEIT ONLINE, dpa, ps, 08. Februar 2022

BGH hebt erneut Urteil zum Kölner Stadtarchiv auf

Kombilösung Karlsruhe – Bau des Straßentunnels in der Kriegsstraße

M.Sc. Isabelle Niesel

Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Technisches Büro Tiefbau, Stuttgart

Dipl.-Ing. (FH) Michael Rothmund

Züblin Spezialtiefbau GmbH, Stuttgart

Dipl.-Ing. Florian Weber

Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H., Wien

1 Einleitung

Die Herstellung des 1,6 km langen Straßentunnels in offener Bauweise in der Karlsruher Kriegsstraße gliedert sich in 9 Baufelder, die abschnittsweise hergestellt werden. Die angrenzende innerstädtische Bebauung, der aufrechtzuerhaltende Verkehr und der hohe Grundwasserspiegel machen die Baugrubenumschließung dabei zu einer anspruchsvollen Herausforderung. Dabei stellt die Wahl einer geeigneten Abdichtung der durchlässigen Sande und Kiese einen entscheidenden Faktor für den Erfolg der Baumaßnahme dar. Im Folgenden wird das Projekt hinsichtlich des Baugrubenkonzepts vorgestellt und auf einzelne besondere Randbedingungen eingegangen.

1.1 Allgemeines

Der zweizellige Tunnel entlang der Kriegsstraße ist der zweite Teil der sogenannten Kombilösung, mit dem die Karlsruher Innenstadt eine Entlastung vom oberirdischen Autoverkehr erfährt, um ein leistungsfähiges Schienennetz für den ÖPNV herstellen zu können. Die Bauarbeiten in der Kriegsstraße haben im April 2017 begonnen und die Fertigstellung ist für März 2022 geplant. Nach Abschluss der Baumaßnahme wird die Kriegsstraße zwischen Mendelssohnplatz und Karlstor für den Durchgangsverkehr auf einer Strecke von ca. 1,6 km unterirdisch verlaufen.



Bild 1 Übersicht, Lage des Projekts im Stadtplan

Der Straßentunnel wird als Rechteckstahlbetonrahmen in offener Bauweise erstellt. Die Arbeiten unterteilen sich in neun Bauabschnitte, die jeweils ausgehoben, gebaut und wiederverfüllt werden. Als Verbau kommt in weiten Teilen eine Dichtwand mit eingestellter Spundwand zur Ausführung. In Bereichen mit bestehenden Bauwerken in der Verbauachse und naher Bestandsbebauung werden die Verbauwände überwiegend aus überschnittenen Bohrpfehlen hergestellt. Die angrenzende innerstädtische Bebauung, der während der Bauzeit aufrechtzuerhaltende Verkehr und der hohe Grundwasserspiegel machten die wasserdichte Baugrubenumschließung dabei zu einer anspruchsvollen Herausforderung. Ein besonderes Augenmerk fällt dabei auf die tiefliegende Weichgelsohle. Die geeignete Abdichtung der durchlässigen Sande und Kiese durch das Weichgel stellt einen entscheidenden Faktor für den Erfolg der Baumaßnahme dar.

1.2 Baugrund und Grundwasser

Unter geringmächtigen Deckschichten bzw. Auffüllungen stehen die kiesig, sandigen Abfolgen, im Wesentlichen sandige Kiese mit vereinzelt Sandsteinschaltungen der oberen kiesig sandigen Abfolge (OksA) an. Die unterlagernde mittlere sandig kiesige Abfolge (MskA) schließt sich direkt an die OksA an. Diese wird in der Regel aus sandigen Kiesen und Grobkiesen bis kiesigen Sanden gebildet.

Es zeigt sich folgender schematischer Schichtaufbau:

- Auffüllungen
- Kiese und Sande
- Tone/Schluffe
- Pleistozäne Tone, Schluffe, Sande

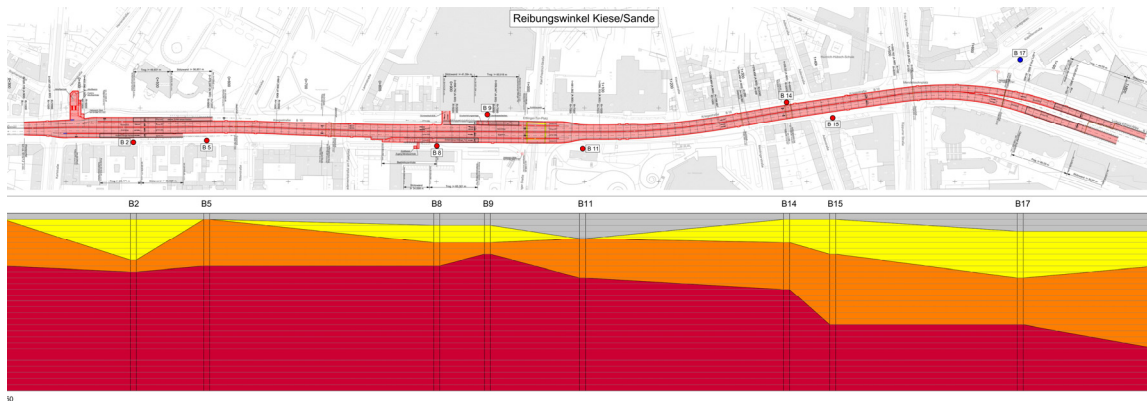


Bild 2 Baugrundtechnischer Geländeschnitt
(grau: Auffüllungen, gelb: mitteldicht gelagerte Kiese und Sande,
orange: mitteldicht bis dicht gelagerte Kiese und Sande,
rot: dicht bis sehr dicht gelagerte Kiese und Sande)

Die bei der Erkundung angetroffenen GW-Stände lagen zwischen 109,84 mNN und 111,01 mNN. Für die Baumaßnahme wurden die bauzeitlichen Bemessungswasserstände je nach Lage der Bauabschnitte zwischen 110,85 mNN und 111,90 mNN gewählt, mit einem Flurabstand von ca. 3 bis 4 m. Die Grundwasserfließrichtung ist im ungestörten Zustand in Richtung des Rheins nach Nordwesten gerichtet. Die durchschnittlichen Durchlässigkeiten über das gesamte Schichtpaket der Kiese und Sande inkl. der lokal vorhandenen Tone weisen nur geringe Schwankungen auf und liegen im Bereich von $k_f = 3,0 - 6,1 \cdot 10^{-4}$ m/s.

1.3 Verkehr und Bauabschnitte

Für die Aufrechterhaltung des Fußgänger- und Autoverkehrs in Nord-Südrichtung und die Aufrechterhaltung wichtiger Versorgungsleitungen wird die Baumaßnahme in 9 Bauabschnitte unterteilt. Damit können stets Fußgängerquerungen und Wendeschleifen für den Autoverkehr in den freien Baufeldern eingerichtet werden.

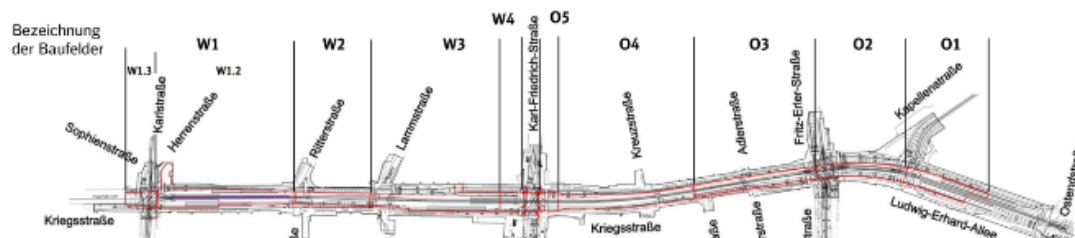


Bild 3 Grundriss mit Bezeichnung der Bauabschnitte

Für ein freies Baufeld muss der Verkehr zunächst umverlegt werden. Dies erfolgt in einer Seitenlage, sodass das Baufeld durch die Fahrspuren umschlossen wird. Der Abstand wird in der Regel größer 1,0 m gewählt wodurch ein vereinfachter Lastansatz von 10 kN/m^2 gemäß EAB ausreichend ist.



Bild 4 Seitenlage Verkehr im Baufeld O2 während den Bauarbeiten

Im Baufeld O3 und O4 musste der Verkehr aufgrund der beengten Platzverhältnisse über einen Kopfbalken bzw. eine in die Baugrube ragende Kragplatte geführt werden. Zudem sorgen Behelfsbrücken für den Schienenverkehr für eine Aufrechterhaltung des ÖPNV.

1.4 Bestand

In weiten Teilen des Baufeldes sind Bestandsbauwerke vorhanden. Zwei bestehende Unterführungs-/ Trogbauwerke der Kriegsstraße werden durch die Baugrube umschlossen und im Zuge des Aushubs abgebrochen. Im Baugrund verbliebene Verbauten wie Spundwände und Anker aus der Erstellung der bestehenden Bauwerke und auch der Nachbarbebauung erschweren die Herstellung zusätzlich. Umfangreiche Leitungsumverlegungen werden im Vorfeld durchgeführt.



Bild 5 Abbruch der bestehenden Unterführung Ettlinger Tor im Zuge des Aushubs im Bauabschnitt W3 und W4

Im Hinblick auf bestehende Gebäude und naheliegende Leitungen wurden als rechnerische Grenzwerte 25 mm Kopfverformung und 30 mm im Feld zugelassen, in Einzelfällen sind 10 mm einzuhalten.

2 Verbausysteme

Aufgrund der genannten Randbedingungen hat man sich dazu entschieden, zwei verschiedene Verbauarten zu wählen. In Bereichen mit zu erwartenden Hindernissen aus dem Bestand kommt eine überschnittene Bohrpfahlwand mit $D = 1,2$ m zum Einsatz. In Bereichen, in denen kein Bestand vorhanden ist, wird die kostengünstigere Verbauart einer Dichtwand mit eingestellter Spundwand ausgeführt.

2.1 Dichtwand mit eingestellter Spundwand

Es werden in der Regel Schlitztiefen von bis zu 18 m hergestellt, in Tiefteilen werden auch bis zu 25 m erreicht, die Schlitzbreite beträgt 60 cm. Die statische und dichtende Funktion des Verbaus wird geteilt. Die Spundwände, welche die statische Funktion übernehmen, werden lediglich bis zur statisch notwendigen Einbindetiefe in den offenen Schlitz eingebracht. Die horizontale Abdichtung unterhalb der Spundwand bis zur Weichgelsohle (WGS) wird durch die Dichtwand gewährleistet.



Bild 6 Schlitzarbeiten im Bauabschnitt W2

Diese wirtschaftliche Bauweise wurde in einem Nebenangebot durch die Arge Züblin / Schleith angeboten und beauftragt. Der ursprüngliche Ausschreibungsentwurf hätte eine Zweiphasenschlitzwand mit Steckträgern vorgesehen.

Zur Herstellung werden zunächst Leitwände in Ortbetonbauweise als Hilfskonstruktion zur Führung des Aushubwerkzeugs und zur Stützung des oberen Teils des Schlitzes hergestellt. Die Leitwände halten während des Dichtwandaushubs auch die Träger des Vorverbau. Für die Dichtwandherstellung wird eine Dichtwandmasse verwendet, welche während der Schlitzarbeiten als Stützflüssigkeit dient und nach Herstellung des Schlitzes aushärtet und die dichtende Funktion des Verbaus übernimmt (Einphasenschlitzwand).

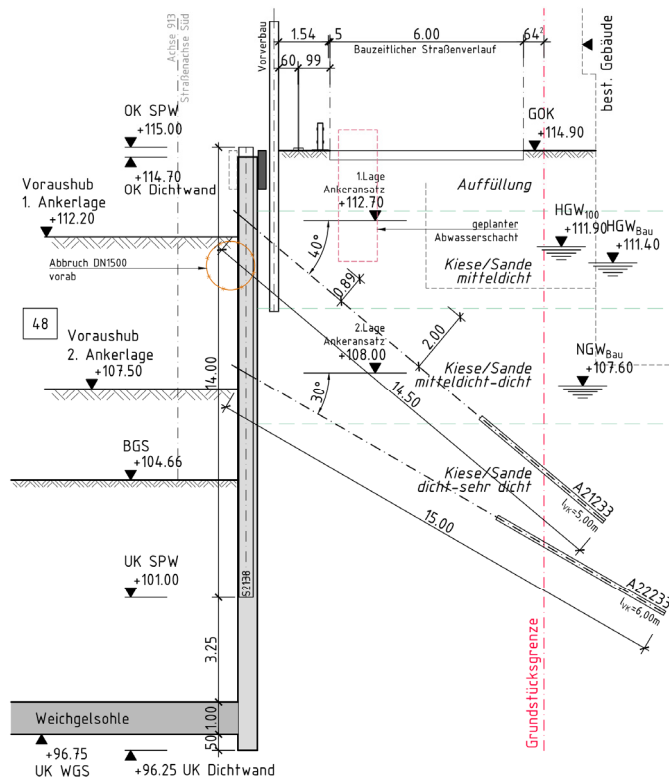


Bild 7 Baugrubenschnitt einer Dichtwand mit eingestellter Spundwand mit Vorverbau

Nach Fertigstellung eines Schlitzes werden die Doppelbohlen eingesetzt. Das Einfädeln und Ablassen der Bohlen erfolgt i.A. über Schwerkraft, falls erforderlich mittels eines kleinen Rüttlers. Jede Doppelbohle wird mittels zweier Auflagerstangen abgehängt und ggf. ausgerichtet. Das Schloss der letzten Bohle innerhalb einer Lamelle wird durch einen Breitflanschträger gesichert. Durch den Träger werden Beschädigungen am Schloss beim Schlitzten der Nachbarlamelle verhindert. Nach zwei Tagen Aushärtezeit können die Lagesicherungen der Spundwände entfernt und die Folgelamellen geschlitzt werden. Ab diesem Zeitpunkt ist die Dichtwandmasse soweit stichfest, dass kein Material mehr ausläuft und sich mit der Frischsuspension vermischt. Beim Ausheben des Anschlussstichs an die fertige Nachbarlamelle wird der Greifer direkt am eingestellten Träger entlanggeführt. Nach Erreichen der Endtiefe wird der Träger ausgebaut. Dabei wird der Träger zunächst seitlich in Richtung des offenen Schlitzes herausgebrochen und erst danach gezogen. So wird sichergestellt, dass in der entstehenden Fuge ein sicherer Anschluss der

Nachbarlamelle erfolgen kann. Bild 8 zeigt den Schlitz mit einem Breitflanschträger als Schlossschutz und den fertiggestellten Schlitz nach dem Ziehen des Trägers.

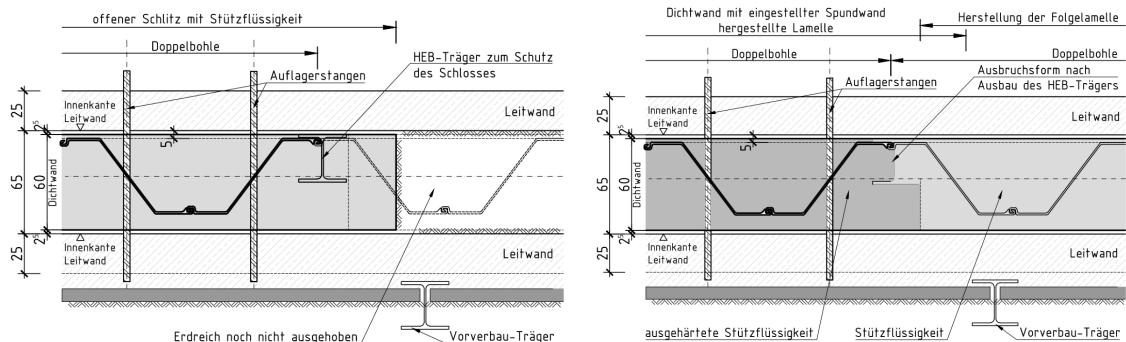


Bild 8 Abhängung der Spundwände im Schlitz mit Träger als Schlossschutz (links) und Abhängung nach Öffnen des Folgeschlitz (rechts)

2.2 Bohrpfehlwand

Zur Ausführung kommt eine überschnittene Bohrpfehlwand mit Pfählen mit einem Durchmesser von 120 cm und einem Überschnitt von 30 cm. Die Pfehlwand umfasst eine Abwicklungslänge von ca. 1,1 km. Die Pfähle werden über die statisch erforderliche Länge hinaus bis 50 cm unter die planmäßige Unterkante der später injizierten Weichgelsohle verlängert, um die Baugrubenabdichtung zu vervollständigen. In großen Teilen sind Bestandsbebauung wie stillgelegte und verdämmte Kanäle, Anker oder Bauwerke zu durchörtern.



Bild 9 Bohrpfehlarbeiten im Bauabschnitt O3 zur Herstellung der Kragplatte

3 Baugrubenabdichtung

3.1 Dichtwand

Die fertige Dichtwand muss neben den Anforderungen aus den gültigen Vorschriften einer Qualität entsprechen, so dass die Dichtigkeitsanforderung an das Gesamtsystem von $Q_{zul} \leq 1,5 \text{ l/s} \cdot 1000 \text{ m}^2$ erfüllt wird. Zur Minimierung des Risikos von Fehlstellen in Eckbereichen werden die Schlitzte als Eckschlitzte ausgeführt und in den Anschlussbereichen zusätzliche Injektionsmöglichkeiten durch Manschettenrohre vorgesehen.

3.2 Weichgelsohle

Die Weichgelsohle sorgt für die horizontale Abdichtung der Baugrubenumschließung und muss je nach statischen Erfordernissen zwischen 7 und 15 m unterhalb der Baugrubensohle angeordnet werden. Zur Herstellung der Weichgelsohlen werden von einem Voraushubniveau oberhalb des Grundwassers in einem regelmäßigen Raster Bohrungen niedergebracht. Diese Bohrungen wurden mittels Spülbohrverfahren als auch als Rammbohrungen ausgeführt. Nach der Fertigstellung der Injektionsbohrungen werden die Injektionslanzen in die Bohrlöcher, welche mittels Bohrspülung gestützt sind, eingebaut. Zum Einsatz kommen Hart-PVC-Injektionsrohrbündel mit Verpressventilen, welche am unteren Ende der Lanzen abgestuft angeordnet sind. Pro Bohrloch werden mehrere höhenversetzte Injektionslanzen (Schläuche) eingebaut.

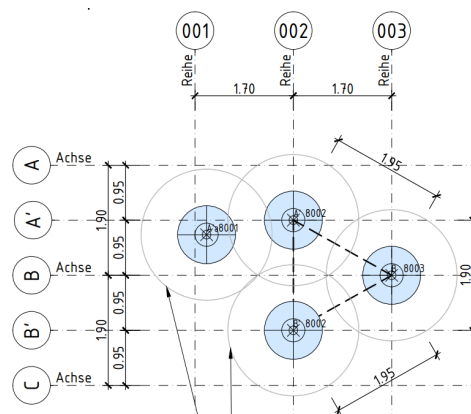


Bild 10 Bohransatzpunkte im Raster 1,70m x 1,90m

Vor Beginn der eigentlichen Weichgelinjektion wird ein oberliegender „Deckel“ aus hydraulischem Bindemittel mit einer Dicke von ca. 0,30 m hergestellt. Dieser Deckel verhindert das unkontrollierte Aufsteigen des Weichgels. Als Bindemittel kommt das Produkt DiWa-Mix 230 zum Einsatz, welches auch als Bohrspülung und Mantelmischung verwendet wurde. Die Verpressung dieses Bindemittels erfolgt über die höchste

Lanze des Lanzenbündels. Nach einem Vorlauf von mindestens drei Tagen für eine Aushärtung des Deckels erfolgt anschließend die Injektion des Weichgels über zwei Injektionsventile je Injektionspunkt. Um Anisotropien in der Ausbreitung des Weichgels im Boden zu berücksichtigen, werden die zu injizierenden Mengen so dimensioniert, dass theoretisch das gesamte erreichbare Porenvolumen von ca. 25% durch Injektionsgut ausgefüllt wird. Das Raster folgt einem gleichseitigen Dreieck. Der Abstand der Bohrungspunkte und die Festlegung der Injektionsmenge wurde im Vorfeld aufgrund Erfahrungen abgeschätzt und in einem Probefeld mittels Ausbreitnachweise und durch einen Pumpversuch gewählt. Hierbei ist zu erwähnen, dass die allgemein hohe Durchlässigkeit des anstehenden Bodens und die Tatsache, dass die horizontale Durchlässigkeit des Bodens wesentlich größer als die vertikale ist, ein recht großes Injektionsraster zulässt. Aufgrund dessen breitet sich das Weichgel im Boden ellipsoidförmig aus, was die Herstellung der Weichgelsohle günstig beeinflusst. Die ursprünglich vorgeschriebene Havarielanze unterhalb der Weichgelventile konnte aufgrund eines umfassenden Qualitätsmanagements und der hohen Dichtigkeit der einzelnen Baugruben im Zuge des Bauvorhabens entfallen.

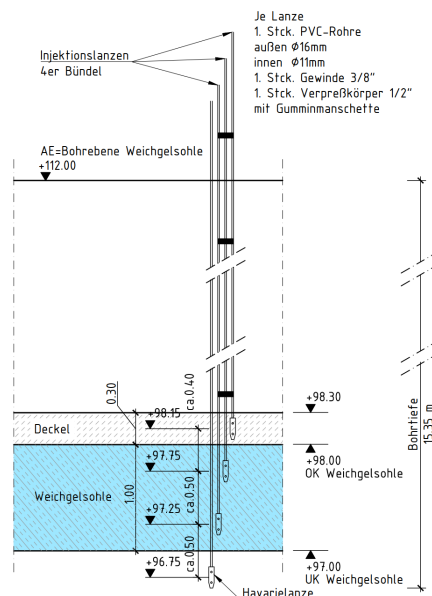


Bild 11 Prinzipdarstellung der Injektionslanzen im Bauabschnitt O1 mit Havarielanze

Vor Beginn aber auch laufend während der Injektionsphase wird eine Baustellenmischung des Weichgels hergestellt und die Kippzeit begutachtet, um die örtlichen Gegebenheiten (z.B. Temperatureinfluss, Wasser etc.) zu berücksichtigen. Seitens des Umweltamts Karlsruhe wurde ein Mischungsverhältnis mit Härteranteil von 1,7%, 2% und 2,5% freigegeben, basierend auf Versuchen der MFPA Leipzig. Es wird jedoch versucht, den Härteranteil so gering wie möglich zu halten. Eine Besonderheit in der Herstellung der Weichgelsohle stellen die Bauabschnitte im Bereich des Bestandstrogs dar. Dort werden vorab Kernbohrungen unter Berücksichtigung der kontaminierten Bodenplatten durchgeführt. Nach Wiederverfüllung der Baugrube werden die Lanzen über Tiefen bis 10 m in die vorab hergestellte Bohrung geführt.

Nach Herstellung der Weichgelsohle werden die Pegel und Brunnen vom Voraushubniveau hergestellt. Mit einer Probeabsenkung wird die Dichtigkeit der Baugrube überprüft. Im Anschluss wird die Baugrube aushubbegleitend gelenzt. Nach Erreichen des Endaushubniveaus werden die Pumpen zum Großteil ausgebaut und als Überlaufbrunnen betrieben, nur vereinzelt verbleibende Pumpen fördern die Restwassermenge und werden auch als Brunnentöpfe in die Bodenplatte integriert. Bei keiner Teilbaugrube wurde die zulässige Wassermenge überschritten und über die gesamte Baumaßnahme nur 20 % der wasserrechtlichen zulässigen Wassermenge gefördert.

4 Stand der Arbeiten

Zum aktuellen Zeitpunkt – Mitte Februar 2022 - sind die Bauarbeiten hinsichtlich dem Spezialtiefbau und dem Ingenieurbau abgeschlossen. Die Öffnung des Straßenbahntunnels als Teil der Kombilösung fand im Dezember 2021 statt. Die Öffnung des Kriegsstraßen-Straßentunnels ist für den März 2022 geplant.

Mit den Erfahrungen aus der Herstellung der Weichgelsohlen und Verbauwände in den ersten Bauabschnitten wurden stets die Bauabläufe hinterfragt und optimiert. Unterstützt wurden Arbeiten durch die partnerschaftliche und konstruktive Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten.

Literatur

KASIG (2015)

Baubeschreibung AP03 Tunnel- und Straßenbau in der Kriegsstraße / Ludwig-Erhard-Allee. 09.11.2015

Ingenieurbüro Roth & Partner (2014)

Geotechnischer Bericht, Kombilösung Straßenbahn in der Kriegsstraße mit Straßentunnel, 11.08.2014

DGGT (2012)

Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugruben“ 5.Auflage, Verlag Ernst und John, 2012

Vogt N. & Stiegler R. (2003)

Vertikales Gleichgewicht einer in den Suspensionsschlitz eingehängten Spundwand, Felsbau 21, 2003

Second River Niger Bridge in Onitsha, Nigeria – Infrastrukturprojekt mit internationaler Bedeutung

Dipl.-Ing. (FH) Michael Hölzel

Julius Berger International GmbH, Wiesbaden

Dipl.-Ing. Andreas Kirchner

Kempfert + Partner Geotechnik, Würzburg

Dr.-Ing. Oliver Detert

HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

1 Einleitung und Projektvorstellung

Die im Jahr 1965 fertiggestellte, heutigen Anforderungen nicht mehr gerecht werdende, zweispurige und vielbenutzte River Niger Bridge verbindet die Städte Asaba im Bundesstaat Delta am Westufer und Onitsha im Bundesstaat Anambra am Ostufer. Die Brücke ist einer von wenigen Übergängen über den Niger in Nigeria, dem mit ca. 210 Mio. Einwohnern, mit Abstand bevölkerungsreichsten Land Afrikas und weltweit das Land mit der siebtgrößten Bevölkerung. Sie ist Bestandteil, aber auch Nadelöhr des Trans-African Highway zwischen Lagos und Mombasa in Kenia und die Haupt-Ost-West-Verbindung innerhalb Nigerias (Bild 1).

Zur Verbesserung des Verkehrsflusses, der Verkehrssicherheit und damit der wirtschaftlichen Entwicklung, wird derzeit eine leistungsfähige, heutigen Anforderungen genügende, zweite Brücke über den Niger gebaut. Die 1.590 m lange Brückenkonstruktion besteht aus Stahlbeton, mit maximalen Spannweiten von 150 m und wird parallel mittels Taktschieben und Freivorbau errichtet. Eine der Herausforderungen dabei ist, dass der Wasserstand des Nigers zwischen Trocken- und Regenzeit um etwa 10 Meter variiert, es gilt alle im Fluss erforderlichen Arbeiten besonders sorgfältig zu planen und darauf abzustimmen.

Eine besondere Herausforderung stellten die im Rahmen des Brückenbaus gebauten, etwa 10 km langen Straßendämme mit Dammhöhen bis 14 m und einer Kronenbreite

von 36 m dar. Sie wurden in zunächst unzugänglichen, dschungelähnlichen Sumpfbereichen, im Überschwemmungsbereich des Nigers auf sehr weichen, bindigen Böden errichtet.



Bild 1 Nigeria mit Lage der neuen Second River Niger Bridge und der Trans-African Highways

Unter Berücksichtigung der Gesamtbauzeit von nur 42 Monaten erfolgte zum schnellen Abbau des Porenwasserdrucks und somit zur Gewährleistung der Standsicherheit, aber auch im Hinblick auf die Einhaltung der zulässigen Restsetzungen, großflächig der Einbau von ca. 1,4 Mio. lfd. Meter Vertikaldränagen. Aufgrund der bereichsweisen sehr geringen Tragfähigkeiten des Untergrundes, verbunden mit sehr langen Setzungszeiten, erfolgte darüber hinaus als Baugrundverbesserung der Einbau von 17.000 Stück Geokunststoffummantelten Sandsäulen (GEC) mit einer Gesamtlänge von 200.000 lfd. Metern.

Zur Gewährleistung der Dammstandsicherheit war zudem der Einbau von 840.000 m² Geotextilien mit Zugfestigkeiten bis 2.500 kN/m als horizontale Bewehrung in der Dammaufstandsfläche erforderlich.

Die Julius Berger Nigeria PLC (JBN) realisiert derzeit das Projekt, welches neben der Flussbrücke und den Straßendämmen auch noch eine Mautstation, ein Autobahnkreuz und zwei Überführungsbrücken beinhaltet (Bild 2). Durch die Julius Berger International GmbH (JBI) als Tochterunternehmen der JBN, wird nahezu die gesamte Planungsleistung erbracht, bestehend aus Infrastrukturplanung, Tragwerksplanung, Objektplanung Hochbau, Arbeitsvorbereitung, Schalung und Rüstung, Geotechnik sowie der Einkauf, Export und die Koordinierung externer Planungsbüros übernommen.

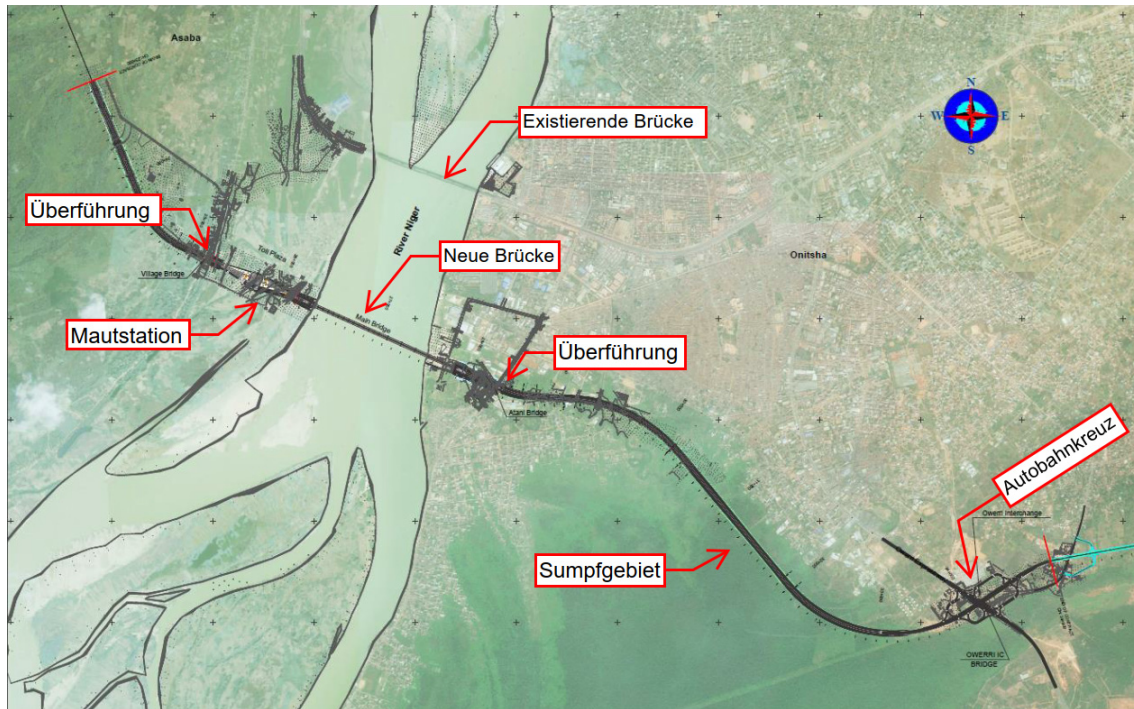


Bild 2 Projektübersicht mit Lage der Bauwerke und des Sumpfbgebietes

Der vorliegende Beitrag gibt einen Einblick in das Projekt und die Bauausführung unter schwierigsten Randbedingungen.

2 Baugrund

Geologisch betrachtet liegt die Region um die Städte Asaba und Onitsha innerhalb des Sedimentbeckens des Niger-Benin Trops aus dem Eozän, in dem seit der frühen Kreidezeit drei große Sedimentationszyklen stattgefunden haben. Topographisch wird das Planungsgebiet hauptsächlich vom Niger und seinen zahlreichen Nebenflüssen durchzogen und entwässert (vgl. UN-Habitat 2009). Die geologische Karte gibt für den Projektbereich überwiegend Sande und Mangroven- bzw. Süßwassersümpfe an.

Für eine gezielte Gründungsplanung wurden zwei Baugrunderkundungskampagnen in den Jahren 2013 und 2014 durchgeführt, wobei die zweite Erkundungskampagne auf Basis der Ergebnisse der ersten geplant wurde. Im Rahmen dieser Baugrunduntersuchungen wurden im Fluss und an Land Erkundungsbohrungen bis 80 m Tiefe und Drucksondierungen (CPT) bis 35 m Tiefe durchgeführt. Im Landbereich und später baubegleitend wurden zusätzlich leichte (DPL) und schwere (DPH) Rammsondierungen bis 10 m Tiefe und Feldflügelsondierungen, i.d.R. bis 7 m Tiefe durchgeführt. Zur Durchführung von Laborversuchen wurde eine große Anzahl sowohl gestörter als auch ungestörter Bodenproben entnommen. Dazu zählten zum einen Indexversuche wie z.B. Korngrößenverteilung und Konsistenzgrenzen nach Atterberg. Darüber hinaus wurden

Oedometer- und Triaxialversuche durchgeführt. In Summe ergaben sich über 5000 Ergebnisse aus Feld- und Laborversuchen.

Die Baugrunderkundung im Feld stellte sowohl auf dem Fluss wie auch an Land, speziell im Sumpfbereich eine besondere Herausforderung dar. Die Untersuchungen auf dem Fluss erforderten neben dem Einsatz eines Pontons und eines Schleppbootes zusätzlich die Verwendung einer speziell für den Offshore-Einsatz entwickelten, besonders robusten Drucksonde (Bild 3) und verstärkter Verrohrung für die Erkundungsbohrungen. An Land war ein Großteil der Strecke lediglich mittels Schwimmbagger zu erreichen (Bild 7). Zur Durchführung der Erkundungsbohrungen musste dort jeweils eine Plattform aus Buschwerk geschaffen werden (Bild 3).



Bild 3 Drucksondierung im Fluss (links); Bohrung im Sumpf (rechts)

Entlang der neuen Niger-Brücke, im Flussbereich und an den Uferseiten, besteht der Untergrund im Wesentlichen aus Sand. Der Sand ist auf den oberen 3 m bis 10 m zunächst locker gelagert, mit vereinzelt, geringmächtigen Zwischenlagen von Ton, weich bis steif. Mit zunehmender Tiefe geht der Sand rasch in mitteldichte bis sehr dichte Lagerung über.

Im Sumpfbereich, süd-östlich der Flussbrücke (Bild 2) besteht der Untergrund zunächst bis zu 6 m, stellenweise bis 20 m, aus organischem, nichtbindigem Boden, großteils mit undränierten Scherfestigkeiten von $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$. Diese Schicht wird von 2 m bis 4 m weichem bis steifem Ton unterlagert, auf den bis zu 6 m dicke, sandige Schluff-Ton-Gemische folgen, mit steifer bis fester Konsistenz. Danach folgt jeweils bis zum Ende der Erkundungsbohrungen Sand, zunächst mit lockerer Lagerungsdichte, die mit zunehmender Tiefe in dichte und dann in sehr dichte Lagerung übergeht.

Der Baugrund der übrigen Streckenabschnitte besteht überwiegend aus Ton, steif bis fest, in unregelmäßiger Schichtmächtigkeit überwiegend zwischen 2 m und 4 m. Darunter folgt Sand in lockerer bis sehr dichter Lagerungsdichte, teilweise unterbrochen von

einer geringmächtigen (<2 m) bindigen Schicht, bestehend aus einem Ton-Schluff-Gemisch mit mindestens steifer Konsistenz.

3 Gründung der Hauptbrücke

An der Stelle der neuen Flussquerung besitzt der Niger eine Breite von 1.200 m. Das 1.590 m lange Brückenbauwerk mit 23 Feldern (24 Achsen) hat zwei getrennte Überbauten mit je drei Richtungsfahrbahnen. Der mittlere Hauptteil der Brücke mit einer Länge von 630 m besteht aus 5 Feldern, wobei die mittleren drei eine Länge von jeweils 150 m und die beiden Randfelder eine Länge von 90 m haben. Dieser Teil wird im Freivorbauverfahren erstellt. Um die Schifffahrt auch bei Hochwasser jederzeit zu gewährleisten ist eine Schifffahrtsöffnung mit 120 m Breite und einer Mindesthöhe für den Hochwasserfall, von 15 m eingeplant. Aufgrund der extremen klimatischen Bedingungen mit Regen- und Trockenzeit ergeben sich maximale Wasserspiegeldifferenzen des Nigers an dieser Stelle von bis zu 10 m.

Die sich auf beiden Seiten des Hauptteils östlich und westlich anschließenden Vorlandbrücken haben 3 bzw. 13 Felder zu je 55 m Spannweite zuzüglich jeweils eines Endfeldes mit 40 m (Bild 4). Beide Vorlandbrücken werden im Taktschiebepverfahren hergestellt.

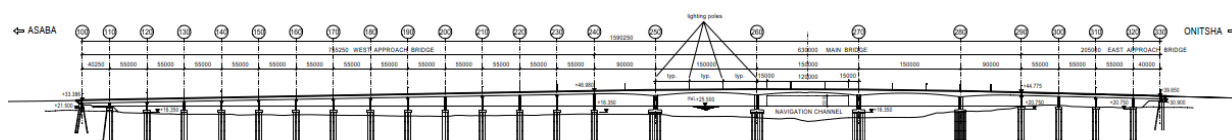


Bild 4 Längsschnitt der neuen Nigerbrücke

Die Gründung der einzelnen Brückenpfeiler erfolgte auf Pfählen. Dafür wurden an drei Achsen am mittleren Hauptteil der Brücke Großbohrpfähle mit 2 m Durchmesser und Längen von bis zu 54 m abgeteuft. Die Gründung an den übrigen Brückenachsen erfolgte mit geschlossenen Stahlrohren, Durchmesser 914 mm und Längen zwischen 20 m und größtenteils 45 m. Die Stahlrohre wurden auf Tiefe gerammt und anschließend bewehrt und ausbetoniert. Neben den abzutragenden Lasten ergaben sich die Pfahllängen auch durch möglichen Kolk, der auf Basis einer detaillierten morphodynamischen Studie bei beträchtlichen Tiefen von 10 m und mehr liegt.

Die Herstellung der bentonitgestützten und zusätzlich teilverrohrten Bohrpfähle erfolgte offshore, mittels Hubplattform mit darauf installiertem Großbohrgerät. Zusätzliche Pon-

tons dienten der Betonanlieferung und sonstigen Versorgung (Bild 5). Die Arbeiten wurden rund um die Uhr durchgeführt und erforderten eine besondere Logistik, um eine lückenlose Pfahlherstellung zu gewährleisten.

Die Rammpfähle der östlichen Vorlandbrücke konnten bei Niedrigwasser von Land aus installiert werden. Um zusätzliche Offshore-Arbeiten zu vermeiden, wurde für die Herstellung der Rammpfähle der westlichen Vorlandbrücke eigens ein temporärer Sanddamm im Niger errichtet, so dass auch hier von Land aus gerammt werden konnte (Bild 5). Diese Arbeiten waren allerdings besonders zeitkritisch, da die Pfähle nur in der rund 6 Monate dauernden Niedrigwasserphase installiert werden konnten und der Damm mit dem aufkommenden Hochwasser wieder fortgespült wurde. Die Rammarbeiten konnten allerdings rechtzeitig mit Beginn der Hochwasserphase abgeschlossen werden.



Bild 5 Vordergrund: fertige Brückenpfeiler der östlichen Vorlandbrücke
Bildmitte: Herstellung der Großbohrpfähle mit Schwimmpontons
Bildhintergrund: Herstellung der Rammpfähle vom Sanddamm

Im Vorfeld der Brücken Gründung wurden statische Pfahltests durchgeführt, die zur Optimierung des Gründungsdesigns beitrugen. Zwei konventionelle Pfahltests mit je 4 Reaktionspfählen und einer Traverse als Widerlager kamen für die 45 m langen, gerammten 914 mm Stahlrohrpfähle zum Einsatz. Zusätzlich wurden an diesen beiden Testpfäh-

len, im Anschluss an die statische Testung, dynamische Pfahltests mit dem schweren Fallgewicht durchgeführt (Bild 6).



Bild 6 Statischer Pfahltest an gerammtem Stahlrohrpfahl (links) und dynamischer Pfahltest mit schwerem Fallgewicht (rechts)

Da die Tests in einer sehr frühen Projektphase durchgeführt wurden, mussten diese aus baubetrieblichen Gründen an den Uferseiten des Nigers durchgeführt werden, da schwimmendes Gerät noch nicht zur Verfügung stand. Dies war allerdings ohne weiteres möglich, weil die Baugrundsichtung am Ufer grundsätzlich derjenigen im Fluss entspricht, wenngleich die Tiefenlagen variieren. Für die getesteten Stahlrohrpfähle ergaben sich gemessene Pfahlwiderstände von 12,6 MN und 16,6 MN. Um eine Übertragbarkeit der Testergebnisse auf die Flusspfähle zu gewährleisten, wurden die Testpfähle auf mehreren Ebenen mit Dehnungsmessstreifen (rebar strainmeters) ausgestattet. Das ermöglichte u.a. die Rückrechnung der Mantelreibung für die einzelnen Bodenschichten. Zusätzlich wurden während der Bauausführung der neuen Brücke über den Niger weitere Tests an Bauwerkspfählen durchgeführt.

An einem eigens dafür installierten Großbohrpfahl wurde ein weiterer Pfahltest durchgeführt. Aufgrund des sehr hohen zu erwartenden Pfahlwiderstandes von 40 MN entschied man sich hier für die Testung mit Lastzellen, sogenannten Osterbergzellen und zwar als „Multi Level Test“ (z.B. EA-Pfähle 2012). Dazu werden zwei Osterbergzellen auf unterschiedlichen Höhenlagen des Pfahls installiert. Wie die Stahlrohrpfähle wurde auch dieser Pfahl mit Dehnungsmessstreifen ausgestattet, um detaillierte Ergebnisse zu erhalten. Der gemessene Pfahlwiderstand des Testpfahls ergab sich zu 33,4 MN. Während der Bauausführung wurden zwei weitere Pfahltests an den Großbohrpfählen (Bauwerkspfähle) durchgeführt.

Die im Vorhinein aus den Testpfählen gewonnenen Ergebnisse wurden im Weiteren mittels FE-Analyse nachmodelliert und konnten so entscheidend zu einer standsicheren und wirtschaftlichen Brücken Gründung beitragen.

4 Straßendämme

Zur Umfahrung der Städte Onitsha am östlichen sowie Asaba am westlichen Flussufer und zum Verkehrsanschluss der Brücke sind Straßendämme bis 14 m Höhe erforderlich. Mit einer sechsspurigen Verkehrsführung zzgl. Standstreifen wird dabei eine leistungsfähige und sichere Verkehrsverbindung geschaffen, die den heutigen Anforderungen Rechnung trägt. Mit einer Kronenbreite von ca. 38 m und Regelböschungsneigungen von 1:2 ergeben sich Dammaufstandsflächen von bis über 100 m Breite.

Insbesondere auf der Ostseite verlaufen die ca. 7 km langen Straßendämme (Bild 2), welche die neue Brücke über das ebenfalls neu zu errichtende Autobahnkreuz (Owerri Interchange) an das vorhandenen Straßennetz anschließen, durch ein zunächst nahezu unzugängliches, dschungelartiges Terrain. Der Zugang wurde hier erst durch den Einsatz von entsprechendem, auch schwimmfähigem Gerät im Zusammenhang mit dem „bush clearing“ möglich (Bild 7). Die Schüttung der Straßendämme erfolgte mit ca. 3,6 Mio. m³ Sand aus dem River Niger, welcher im Dredging-Verfahren gewonnen und in Abhängigkeit der Entfernung entweder direkt eingespült oder ausgehend von Stockpiles (Zwischenlagerhalden) mittels knickgelenkten Muldenkippern verfahren und eingebaut wurde.



Bild 7 Einsatz von sogenannten swamp buggies zum bush clearing

Der Baugrund besteht in diesen Bereichen aus verformbaren, gering scherfesten und teilweise, insbesondere in den oberen Bereichen, organischen bindigen Böden mit

Schichtmächtigkeiten bis 20 m. Die anstehenden organischen bindigen Böden werden u. a. durch Spitzendrücke der Drucksonde von $q_c \ll 0,3 \text{ kN/m}^2$ charakterisiert. Darunter folgen tragfähige Sande unterschiedlicher Lagerungsdichte.

Die im Rahmen von Nacherkundungen durchgeführten Flügelsondierungen (Bild 8) ergeben für die organischen bindigen Böden zunächst undranierte Scherfestigkeiten von $c_u < 10 \text{ kN/m}^2$. Bei der Bewertung war jedoch der Einfluss der organischen Anteile zu berücksichtigen. So ist aus der Literatur (z.B. Boylan und Long 2012) bekannt, dass die Festigkeit von Torf neben der Belastungshistorie und dem Wassergehalt auch vom Zersetzungsgrad bzw. Fasergehalt beeinflusst wird. Anhand von Laborversuchen, Erfahrungswerten und Korrelationen für diese Schicht wurde ein charakteristischer Steifemodul bei einer Referenzspannung von 50 bis 200 kN/m^2 zu $E_{s,k} = 0,6 \text{ MN/m}^2$ festgelegt.



Bild 8 Im Rahmen der Nacherkundung ausgeführte Flügelsondierungen

Unter Berücksichtigung der zur Verfügung stehenden Bauzeit, der erforderlichen Dammhöhen und der vorhandenen Baugrundeigenschaften erfolgte zur Sicherstellung der Dammstandsicherheit sowie der für die Gebrauchstauglichkeit abgeleiteten Verformungsanforderungen zum schnelleren Abbau des Porenwasserdrucks großflächig der Einbau von etwa 1,4 Mio. laufenden Metern Vertikaldränagen (Prefabricated Vertical Drain - PVDs) und darüber hinaus zusätzlich der Einbau von rund 17.000 Stück geotextilummantelten Sandsäulen (Geotextile Encased Columns - GECs) mit einer Gesamtlänge von 200.000 lfd. Metern. Einen Überblick über die jeweiligen Einsatzbereiche gibt Bild 9.

Zur Sicherstellung bzw. Erhöhung der Dammstandssicherheit wurde des Weiteren eine horizontale Geokunststoffbasisbewehrung mit Kurzzeitzugfestigkeiten bis zu 2.500 kN/m eingebaut.



Bild 9 Überblick über den Einsatzbereich von PVDs und GECs

Aufgrund der großen Verfügbarkeit, der großen Flexibilität bzgl. Abstand und Tiefe und dem schnellen Einbau wurden, wo möglich, Streifendrängs eingesetzt, welche i.d.R. auch als PVDs (Prefabricated Vertical Drains) bezeichnet werden. Diese bestehen aus einem Kunststoffkern und einer Filterhülle aus Geotextil. Der Dränkern ist so ausgebildet, dass durch ihn das Wasser abfließen kann. Streifendrängs sind sehr flexibel und passen sich den auftretenden Bodenverformungen leicht an. Die PVDs wurden mit einem sogenannten Stitcher eingebaut. Dabei wird eine hohle Stahllanze, in deren Inneren der Drän geführt wird, maschinell in den Boden gedrückt. Der Drän wird im Boden, gegebenenfalls mittels einer Fußplatte verankert und die Stahllanze gezogen. Die Anordnung der Drängs erfolgte im gleichseitigen Dreiecksraster. Grundsätzlich werden durch den Einbau von Streifendrängs Setzungen nicht reduziert oder verhindert, sie stellen daher auch keine Baugrundverbesserungsmaßnahme im eigentlichen Sinne dar. Durch die Verkürzung des Entwässerungsweges (horizontal zum Drän anstatt nach oben und unten), wird jedoch der Konsolidierungsprozess in Abhängigkeit der Dränabstandes maßgeblich verkürzt. Dadurch gelingt es, dass die Primärsetzungen zu einem großen Teil bereits während der Bauzeit eintreten und ausgeglichen werden können.

In den Bereichen, in denen aufgrund des Baugrundes auch bei Einbau von PVDs mit einem unverträglichen Zeit-Setzungsverhalten zu rechnen war und sich die Dammstandssicherheit als unzureichend erwiesen hat, erfolgte der Einbau von GECs als Baugrundverbesserungsmaßnahme. GECs eignen sich besonders für die Gründung von Erdbauwerken auf stark verformbaren, sehr gering scherfesten Böden mit undrängierten Scherfestigkeiten $c_u < 15 \text{ kN/m}^2$. Bei diesem Gründungsverfahren werden Säulen aus granula-

rem und nicht kohäsivem Material bis auf tragfähige Schichten abgeteuft und mit einem Geokunststoff ummantelt, welcher die Filterstabilität sicherstellt und die horizontale Stützung im Verbund mit dem umgebenden weichen Boden vergrößert. Das Funktionsprinzip zeigt Bild 10. Die geokunststoffummantelten Säulen wurden in einem gleichmäßigen Raster angeordnet. Basierend auf dem Konzept der Einheitszelle kann eine einzelne Säule in einem unendlich ausgedehnten, dreieckförmigen Säulenraster betrachtet werden. Die zu einer einzelnen Säule mit einer Querschnittsfläche A_s gehörende Einflussfläche A_E ist damit ein sechseckiges Element, welches in einen flächengleichen Kreis D_E umgewandelt werden kann (unit cell design concept). Die theoretischen Grundlagen zur Bemessung von Gründungen auf geokunststoffummantelten Säulen sind in der Literatur (z.B. Raithel 1999, Raithel und Kirchner 2008, Küster et al 2011) beschrieben. Im vorliegenden Fall erfolgt die Bemessung nach EBGEO 2010 mittels der dort ausführlich beschriebenen analytischen Methode. Zur Verifizierung wurden aber auch numerische Berechnungen mittels rotationssymmetrischen Modellen durchgeführt.

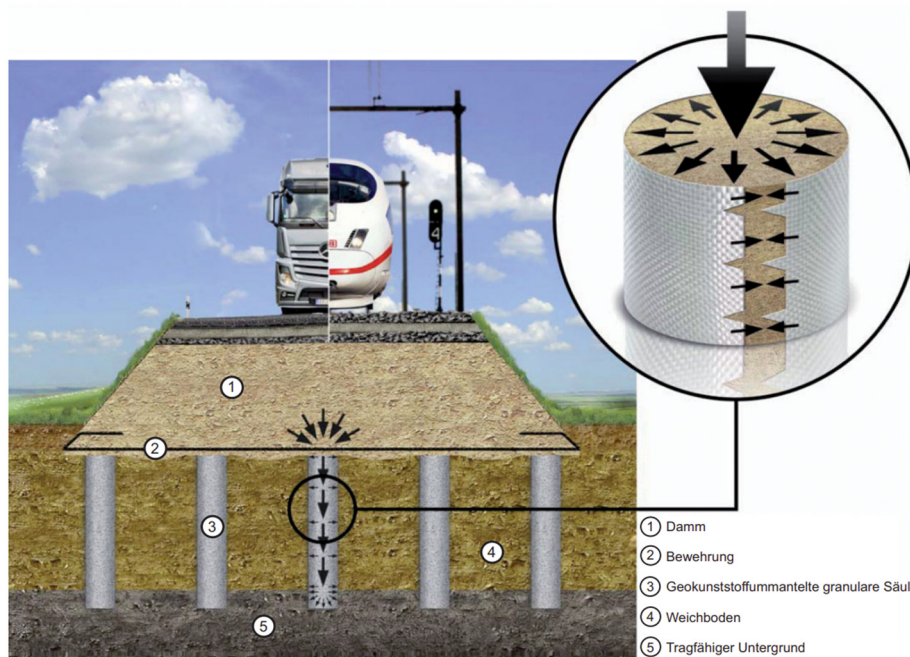


Bild 10 Funktionsprinzip von geokunststoffummantelten Säulen für Dämme auf weichen Böden

Die Säulen mit Durchmesser 80 cm wurden im Verdrängungsverfahren mit bis zu drei Maschinen gleichzeitig eingebracht. Beim Verdrängungsverfahren wird ein Stahlrohr mit verschließbaren Fußklappen bis in die tragfähige Schicht abgeteuft. Anschließend wird die Geokunststoffummantelung in das Stahlrohr eingehängt und danach mit granularem und nicht kohäsivem Material befüllt, bevor das Stahlrohr unter Vibration wieder aus dem Boden gezogen wird, um die nächste Säule abzuteufen. Als Geokunststoffummantelung kam das Produkt Ringtrac[®] der Firma Huesker mit unterschiedlichen Festigkeiten und Steifigkeiten zu Anwendung. Dieses Material zeichnet sich insbesondere

dadurch aus, dass sich aufgrund der eingesetzten Rundwebtechnologie keine Festigkeitsverluste aufgrund von Verbindungen, wie z.B. Nähten, oder Unstetigkeiten bei den bemessungsrelevanten Steifigkeiten ergeben. Ringtrac[®]-Bewehrungshüllen werden als Rollenware geliefert und können problemlos auf der Baustelle den projektspezifischen Untergrundbedingungen angepasst werden. Die Füllung der Säulen erfolgte mit Sand. Die Ringzugkräfte in der Ummantelung werden durch Aufweitung der Säule unter Auflast, d.h. mit der Dammschüttung aktiviert. Mit dem Einbau der geokunststoffummantelten Säulen wird ein duktiler Gründungssystem erzeugt. Neben der signifikanten Reduzierung der absoluten Setzungen sowie der Setzungsdifferenzen wird die Standsicherheit sowohl während der Bauphase als auch nach Fertigstellung des Bauvorhabens verbessert. Des Weiteren wirken die Säulen als filterstabile Megadrains, sodass Setzungs- und Konsolidierungsprozesse beschleunigt werden.



Bild 11 Autobahnkreuz „Owerri Interchange“ mit GEC-Herstellung im südwestlichen Kleeblatt

In Abhängigkeit der Dammhöhe beträgt das Säulenraster 10 bis 20% ($A_s/A_E = 10$ bis 20% Säulenanteil). Bild 11 zeigt die Herstellung der bis zu 20 m langen Säulen beim Owerri Interchange, wo die neue Trasse über ein ebenfalls neues Autobahnkreuz (s. Bild 2) an das vorhandene Straßennetz angebunden wird.

Zur Erhöhung der Dammstandsicherheit wurden in der Dammbasis ca. 850.000 m² Geotextilien (Stabilenka und Fortrac) verlegt. Die Standsicherheitsuntersuchungen für die Bau- und Endzustände wurden auf Grundlage der DIN 4084 mit Kreisgleitflächen

durchgeführt. Die Berechnungen wurden in der Regel mit effektiven Scherparametern ϕ' und c' unter Ansatz des sich aus der jeweiligen Schüttstufe ergebenden Porenwasserüberdrucks durchgeführt. Zusätzlich erfolgten für die maßgebenden Lastfälle Berechnungen mit Starrkörperbruchmechanismen sowie, insbesondere für Gerätestandsicherheiten, mit numerischen Methoden, siehe Bild 12.

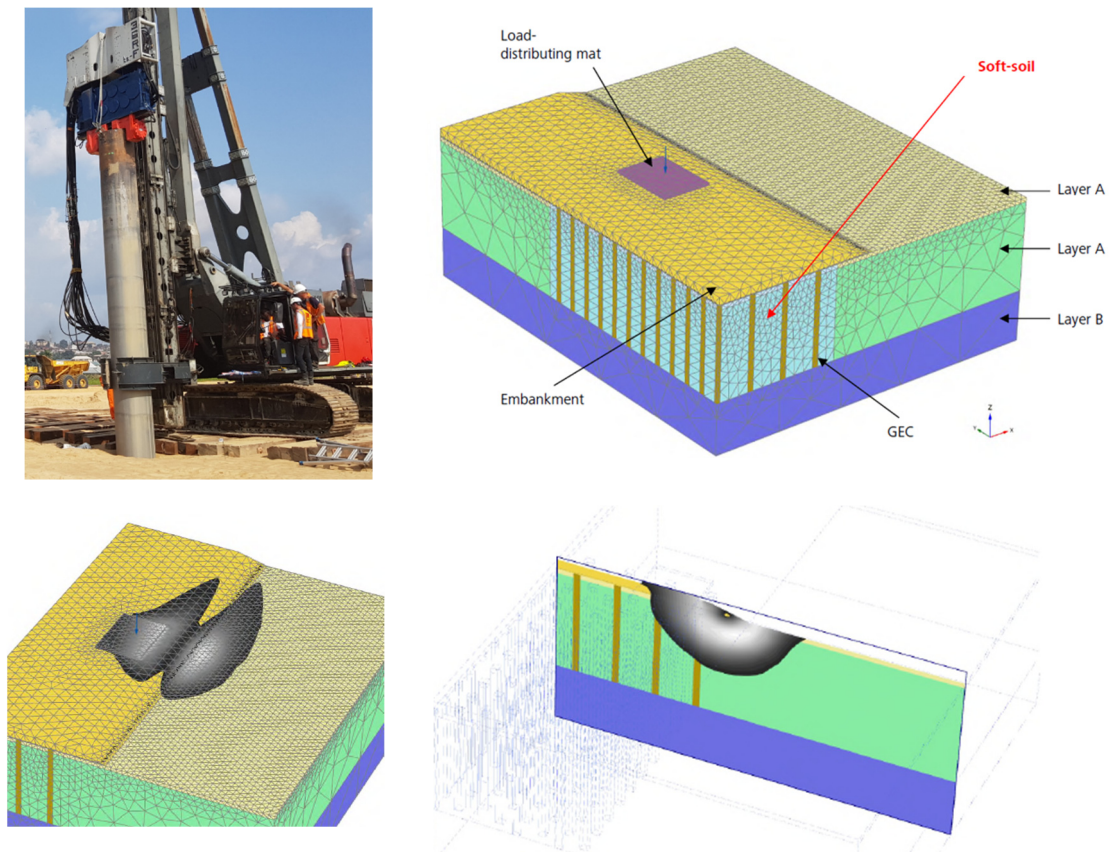


Bild 12 Dreidimensionale Berechnungsmodelle zum Nachweis der Gerätestandsicherheit

Die Prognosewerte der geotechnischen Berechnungen wurden durch baubegleitende Messungen abgesichert. Aufgrund der großen Verfügbarkeit und Flexibilität kamen hierbei insbesondere Plattenpegel zu Setzungsmessung zur Anwendung. Aus der Gegenüberstellung des gemessenen und prognostizierten Zeit-Setzungsverlaufs und den daraus in situ abgeleiteten Konsolidationsgraden ergaben sich insbesondere im Hinblick auf das Konsolidationsverhalten in situ günstigere Bedingungen als zunächst rechnerisch angenommen. Insbesondere die Liegezeit von, in Teilbereichen aus Gründen der Setzungsbeschleunigung, aufgetragenen Überschüttungen und damit der Bauablauf konnten auf dieser Basis optimiert werden.

5 Zusammenfassung

Der Beitrag gibt einen Überblick über die Gründung der neuen, zweiten Straßenbrücke über den Niger und die zugehörigen Straßendämme, die über mehrere Kilometer durch sumpfiges, dschungelähnliches Gelände führen. Bereits die Baugrunduntersuchungen stellten eine besondere Herausforderung dar, speziell im Sumpfbereich, in die ein Zugang überhaupt nur mit der Hilfe von Schwimmbaggern, sogenannten Swamp Buggies, möglich war.

Die Gründung der Hauptbrücke erfolgte einerseits mit geramten Stahlrohrpfählen während im Bereich der weiter gespannten Schiffsdurchfahrten höher tragfähige Großbohrpfähle installiert wurden. Mehrere Pfahltests, statisch wie auch dynamisch, die in einer frühen Phase des Projektes und vor allem vor Beginn der Brückenbauarbeiten durchgeführt wurden, konnten zu einer wirtschaftlichen und sicheren Gründung beitragen.

Besonderes Augenmerk erforderten auch die zu errichtenden, mehrere Meter hohen Straßendämme im Sumpfbereich, wo man sich für eine Gründung auf geotextilummantelten Sandsäulen (GEC) entschieden hat, die erfolgreich umgesetzt werden konnte. Aber auch wo keine GECs notwendig waren, mussten die zum Teil im Meterbereich liegenden prognostizierten Setzungen der Straßendämme mittels Vertikaldränagen beschleunigt werden. Durch diese Maßnahmen wurde eine Gründung der Dämme im zeitlich vorgegebenen Rahmen überhaupt erst möglich.

Literatur

- Boylan, N., Long, M. (2012)
Evaluation of peat strength for stability assessments, Proceedings of the Institution of Civil Engineers, Paper 1200043
- Raithel, M. (1999)
Zum Trag- und Verformungsverhalten von geokunststoffummantelten Sandsäulen. Schriftenreihe Geotechnik, Universität Gesamthochschule Kassel, H. 6, Kassel
- Küster, V., Raithel, M., Alexiew, D. (2011)
Zum Langzeitverhalten von Gründungen mit geokunststoffummantelten Säulen. Österreichische Geotechnik-Tagung 2011. Vortragsband, S. 245–248
- Raithel, M., Kirchner, A. (2008)
Calculation techniques and dimensioning of encased columns – Design and state of the art. Proceedings of the 4th Asian Regional Conference on Geosynthetics, Shanghai, pp. 718–724
- EBGEO (2010)
Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, DGGT (Hrsg.). Berlin, Ernst & Sohn, 2010.
- UN-HABITAT (2009)
Structure Plan for Onitsha and Satellite Towns, UN-HABITAT, Nairobi, Kenya, 2009
- EA-Pfähle (2012)
Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, DGGT (Hrsg.). Berlin, Ernst & Sohn, 2012.

Bildnachweis

- Bild 1: © River Niger Bridge – Employer’s Requirements, 2016
- Bild 2 bis Bild 6: Julius Berger Nigeria PLC / Julius Berger International GmbH
- Bild 7: Julius Berger Nigeria PLC / Kempfert + Raithel Geotechnik GmbH
- Bild 8: Julius Berger Nigeria PLC / Kempfert + Raithel Geotechnik GmbH
- Bild 9: Julius Berger Nigeria PLC / Julius Berger International GmbH
- Bild 10: Huesker Synthetic GmbH
- Bild 11: Julius Berger Nigeria PLC
- Bild 12: Kempfert + Raithel Geotechnik GmbH

Normung und Rechtliches

Zur Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden in der Bemessung von Pfahlgründungen auf Grundlage von Pfahlprobepbelastungen

Dr. Patrick Arnold, Sigrid Wilhelm B.Sc., Dr. techn. Bert Schädlich

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

Dr. Timo Schweckendiek

Deltares, Delft, Niederlande

1 Einleitung

Im Gegensatz zur Anwendung deterministischer Berechnungsverfahren beim Nachweis der Tragfähigkeit und Gebrauchstauglichkeit von Pfahlgründungen, bei denen die Unschärfe in den Randbedingungen qualitativ mit der vorsichtigen Schätzung eines charakteristischen Bodenkennwertsatzes sowie den normativ geforderten Teilsicherheitsbeiwerten berücksichtigt wird, können unter Anwendung von Zuverlässigkeitsanalysen bestehende Unsicherheiten quantifiziert werden, so dass als Ergebnis der Nachweisführung die Versagenswahrscheinlichkeit des Systems gegen definierte Grenzzustände und Entscheidungskriterien bestimmt werden kann.

Der zukünftige EC 7 (EN 1997) erlaubt ausdrücklich die Nutzung zuverlässigkeitsbasierter Methoden in der geotechnischen Planung und Bemessung. In Deutschland gibt es bisher jedoch nur wenig Erfahrungen in der praktischen Anwendung derartiger Verfahren und der damit verbundenen Potenziale.

Die Vorbemessung der Tragfähigkeit einer Pfahlgründung basiert in Deutschland in der Regel auf den Ergebnissen von Baugrunderkundungen (z.B. Drucksondierungen) und den empirisch abgeleiteten Erfahrungswerten für Pfahlwiderstände nach den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle 2012) der DGGT. Darüber hinaus werden oft vorhandene Ergebnisse von Pfahlprobepbelastungen an Standorten mit vergleichbaren Baugrundverhältnissen und gleichen Pfahltypen herangezogen. Werden später dann statische oder dynamische Pfahlprobepbelastungen auf dem tatsächlichen Baufeld durchgeführt, so stützt sich die Planung im weiteren meist nur auf diese neuen Erkenntnisse unter Vernachlässigung der a priori zum Test vorhandenen Informationen.

In diesem Beitrag wird eine zuverlässigkeitsbasierte Methodik unter Nutzung der bayesischen Inferenz vorgestellt, mit Hilfe derer die Informationen gewonnener Probelastungsergebnisse in die Bewertung der Zuverlässigkeit der Pfahltragfähigkeit einfließen können. Am Beispiel eines axial belasteten Pfahls werden die so ermittelten Tragfähigkeiten mit den nach aktuell gültigem EC 7-1 ermittelten Tragfähigkeiten verglichen. Weiterhin erfolgt ein kurzer Ausblick auf den aktuellen Entwurf des künftigen EC 7-1.

2 Unsicherheiten in der Bemessung von Pfahlgründungen

In der Geotechnik können Unsicherheiten, beschrieben als Varianz einer Zufallsvariable X (z.B. der Reibungswinkel φ'), wie folgt unterteilt werden:

$$\sigma_{tot.X}^2 = \Gamma^2 \cdot \sigma_X^2 + \sigma_{mess}^2 + \sigma_{stat}^2 + \sigma_{trans}^2 \quad (1)$$

wobei σ_X^2 die echte Varianz der Variable ist (Phoon und Kulhawy 1999). Durch das Mitteln der Kennwerte über einen bestimmten Bereich wird die wahre in situ Varianz unterschätzt, was mit dem Faktor Γ^2 beschrieben wird. Die Varianz in der Messung (Messunsicherheit) ist σ_{mess}^2 , σ_{stat}^2 repräsentiert die statistische Unsicherheit (z.B. begrenzte Anzahl der Stichproben) und σ_{trans}^2 weist die Unschärfe in der Transformation (z.B. von Messwert zu Bodenkennwert) aus. Dabei werden die Unsicherheiten oft in zwei Gruppen unterteilt; (a) die dem Baugrund durch geologische Prozesse inhärente *aleatorische* Unsicherheit, welche nicht reduzierbar ist, und (b) *epistemische* Unsicherheiten, die einen Mangel an Wissen beschreiben (Baecher und Christian 2003). Eine eindeutige Zuordnung einzelner Unsicherheiten in aleatorische und epistemische Anteile ist in der Theorie schwer möglich, jedoch „hilft“ in der Praxis, dass sich die Reduktionspotentiale oft durch wirtschaftliche Randbedingungen selbst begrenzen.

Die Bandbreite in den Erfahrungswerten der Pfahlwiderstände in den Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle 2012) repräsentiert eine standortübergreifende (sog. cross-site) Variabilität. Für Fertigrammpfähle aus Stahl-/Spannbeton in nichtbindigen Böden lässt sich für den Grenzzustand der äußeren Tragfähigkeit ein Variationskoeffizient (s. Abs. 3.1) für den Pfahlspitzendruck bzw. die Pfahlmantelreibung von $V_{q_{s,k}} = \{0,26; 0,19; 0,17\}$ und $V_{q_{b,k}} = \{0,23; 0,20; 0,19\}$ bezogen auf einen Sondierspitzenwiderstand von 7,5, 15 und 25 MN/m² ableiten.

Die Ableitung der o.g. Erfahrungswerte basiert auf Probelastungen, wobei jedoch die Grundgesamtheit und folglich die statistische Unsicherheit variiert (EA-Pfähle 2012). Für Fertigrammpfähle aus Stahl- und Spannbeton wurden 121 Probelastungen ausgewertet (s. Kempfert und Becker 2007).

Vergleichbare Ergebnisse für Rammpfahlwiderstände, jedoch ausgewertet bezogen auf je ein Baufeld (within-site Variabilität), weist Zhang (2015) mit $V_R = 12 \dots 28\%$ aus.

Die nach EC 7 anzuwendenden Abminderungs- und Teilsicherheitsfaktoren zur Erfassung von Unsicherheiten auf der Widerstands- und Einwirkungsseite variieren entsprechend den unterschiedlichen nationalen Sicherheitsniveaus (s. Arnold et al. (2012)). Der aktuelle Bericht der ISSMGE-TC304 (2021) bietet einen aktuellen und umfassenden Überblick u.a. über die Ableitung der inhärenten Variabilität, Parameterkorrelation sowie die verschiedenen Ansätze zur Ableitung charakteristischer Kennwerte.

3 Zuverlässigkeitsbasierte Bemessung

3.1 Grundlagen

Ziel einer zuverlässigkeitsbasierten Analyse ist es, mittels Quantifizierung der Unschärfe in den Zufallsvariablen \mathbf{X} (Bodenkennwert, Einwirkung etc.), die Versagenswahrscheinlichkeit des betrachteten Systems zu ermitteln. Gleich einer deterministischen Bemessung wird hierfür zuerst eine Leistungsfunktion $G(\mathbf{X}) = \omega(\mathbf{X}) - \delta$ in Abhängigkeit der Zuverlässigkeitsvariablen \mathbf{X} definiert, in welcher einer Systemantwort $\omega(\mathbf{X})$ (z.B. der axiale Pfahlwiderstand R relativ zur Einwirkung N , $\omega(\mathbf{X}) = R(X_1; X_2)/N(X_3)$) ein Grenzwertkriterium δ gegenübergesetzt wird. Im Grenzzustand der Tragfähigkeit ist $\delta = 1$.

Mit dem Vektor der Zuverlässigkeitsvariablen $\mathbf{X} = \{X_1; X_2; \dots; X_n\}$ wird in der Geotechnik oft die Unschärfe in den Bodenkennwerten beschrieben, jedoch können ebenfalls Unsicherheiten in Lasten oder anderen Randbedingungen abgebildet werden. Für die praktische Anwendung lässt sich die Verteilung einer einzelnen Variablen mittels einer Dichtefunktion (Normal-, Log-Normal- oder Beta-Verteilung) und dem Erwartungswert μ_{X_i} (der Mittelwert) und Standardabweichung σ_{X_i} beschreiben:

$$X_i \sim \mathcal{N}(\mu_{X_i}; \sigma_{X_i}) \quad (2)$$

Oft wird der Variationskoeffizient $V_{X_i} = \sigma_{X_i}/\mu_{X_i}$ zur invarianten Beschreibung der Unsicherheit benutzt. Nicht zu unterschätzen ist der Einfluss, den die Kovarianz zwischen einzelnen Variablen, d.h. die Korrelation zwischen X_1 und X_2 , auf die Versagenswahrscheinlichkeit haben kann (s. Baecher und Christian 2003, Phoon und Ching 2015).

Die Versagenswahrscheinlichkeit P_f ist als die Wahrscheinlichkeit definiert, mit der das System unter Beachtung der in \mathbf{X} definierten Unsicherheiten versagt:

$$P_f = P[G(\mathbf{X}) \leq 0] = \int_{x_1 \in \mathcal{D}_f} \dots \int_{x_N \in \mathcal{D}_f} f_{\mathbf{X}}(\mathbf{x}) = F_{G(\mathbf{X})}(0) \quad (3)$$

wobei \mathcal{D}_f der Versagensbereich ($G(\mathbf{X}) \leq 0$) und $F_{G(\mathbf{X})}$ die kumulative Dichte der Leistungsfunktion sind (s. Bild 1).

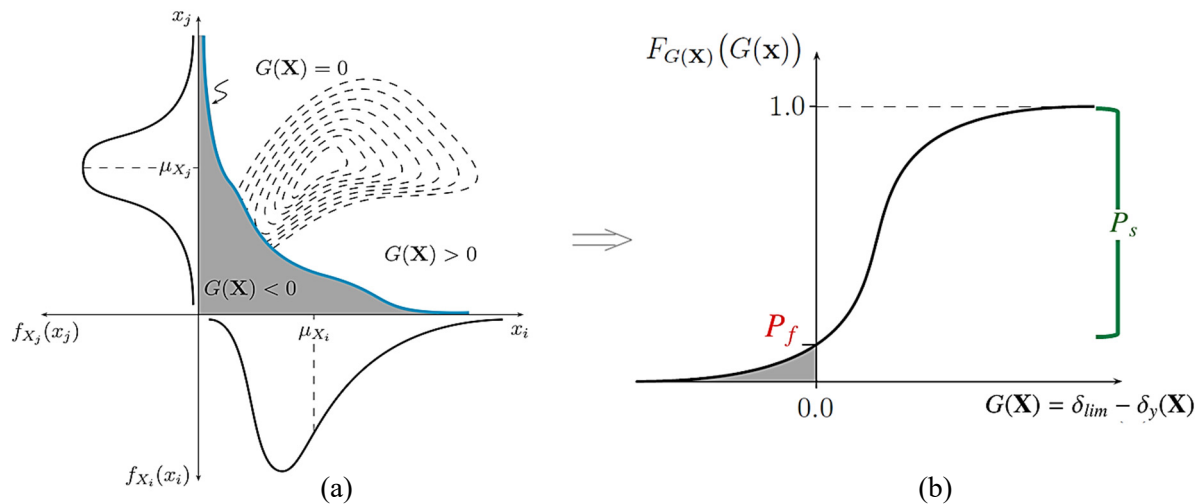


Bild 1 (a) Isohypsen der multivariaten Verteilung (hier zweidimensional) zur Beschreibung der Unsicherheit in den Variablen X_i und X_j sowie deren Kovarianz. (b) Kumulative Verteilung der Leistungsfunktion zur Ermittlung von P_f .

Die Zuverlässigkeit des Tragwerks oder Bauteils ist die Wahrscheinlichkeit des Nichteintretens des Versagens, d.h. $R_f = 1 - P_f$.

Da $F_{G(\mathbf{X})}$ nicht im Vorfeld bekannt ist, kann Gleichung 3 unter Nutzung von Näherungsverfahren wie der *First- oder Second-Order Reliability Method* (FORM/SORM) gelöst werden, wobei jedoch zunehmend auch vollständige probabilistische Methoden wie die *Monte-Carlo-Methode* (MCM) oder Metamodelle genutzt werden (s. Phoon und Ching 2015 und van den Eijnden et al. 2021).

3.2 Bayessche Inferenz

Der klassische „frequentistische“ Ansatz zur Beschreibung von Wahrscheinlichkeiten beruht auf relativen Häufigkeiten, z. B. in Form von objektiven Beobachtungen beliebig wiederholbarer Ereignisse. Der Gedanke hinter der *bayesschen Inferenz* (auch *bayessche Statistik*) ist eine subjektive Interpretation der Wahrscheinlichkeit eines Ereignisses, in der die Erkenntnisse von Beobachtungen (Messungen, Versuche etc.) entsprechend dem *Grad der Überzeugung* (auch *degree of believe*) bewertet werden. Die Antwort auf die Frage, welches Gewicht ein Baugrundgutachter den Ergebnissen von mehreren Pfahlprobelastungen gibt, obliegt dabei seinem Sachverstand. Die bayessche Inferenz ist die mathematische Formalisierung dieses Entscheidungsvorgangs und kann entsprechend bei der Entscheidung als zusätzliches Werkzeug dienen.

Einen guten Überblick über das Thema bieten unter anderem van de Schoot et al. (2021) und Gelman et al. (2013). In Bezug auf das Verständnis und die Anwendung der Methodik in der Geotechnik wird auf Phoon und Ching (2015) und Zhang (2017) verwiesen.

Anders als im frequentistischen Ansatz werden die Momente der die Zufallsvariablen X_i beschreibenden Dichtefunktionen (z.B. μ_{X_i} und σ_{X_i}) nicht als konstant betrachtet, sondern selbst als Zufallsvariablen θ , welche mit dem Vorliegen neuer Informationen eine Anpassung (ein *Update*) erfahren. Der Prozess besteht im Wesentlichen aus drei Schritten:

- (1) Erfassung des a-priori-Wissens um die Zufallsvariablen X_i (z.B. Pfahltragfähigkeit) mit der beschreibenden Variable θ (z.B. Mittelwert der Pfahltragfähigkeit), z.B. mit $\theta = \mu_{X_i} \sim \mathcal{N}(\mu_\theta; \sigma_\theta)$ durch Definition der **a-priori-Verteilung** $P(\theta)$. Die Festschreibung dieser Verteilung kann auf Grundlage individueller Vorkenntnisse, etwaiges Literaturwissen oder Versuchsergebnissen basieren.

Der Informationsgehalt der a-priori-Verteilung kann von unterschiedlicher Qualität sein, d.h. sehr informativ (z.B. basierend auf vorhandenen Pfahlprobebelastungsergebnissen in vergleichbaren Böden) oder weniger informativ (z.B. Abschätzung des Mittelwerts aus Erfahrungen und Wahl einer großen Standardabweichung).

Je informativer eine a-priori-Verteilung ist, umso größer ist der Einfluss auf die a-posteriori-Verteilung. Entsprechend ist hier Vorsicht geboten und im Zweifel eher eine etwas größere Unschärfe (Varianz) anzunehmen (s. van de Schoot et al. 2021).

- (2) Festlegung der **Likelihood-Funktion** $P(\varepsilon|\theta)$. Meist wird mit einer Dichtefunktion beschrieben, wie gut die Variable θ die beobachteten Daten ε beschreibt. Als Beispiel soll hier das Ergebnis einer Pfahlprobebelastung mit einer Prüflast von 2,0 MN dienen. Bild 2(a) zeigt drei hypothetische Werte für den Mittelwert $\mu_\theta = \{1,2; 2,3; 3,5\}$ MN. Die Standardabweichung σ_θ wird als konstant mit 1,0 MN angenommen. Bild 2(b) zeigt die Likelihood-Funktion, welche wie folgt ermittelt wird:

$$L(\theta) = P(\varepsilon|\mu_\theta; \sigma_\theta) = \frac{1}{\sigma_\theta \cdot \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\varepsilon - \mu_\theta}{\sigma_\theta} \right)^2} = \frac{1}{1,0 \cdot \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{2,0 - \mu_\theta}{1,0} \right)^2} \quad (4)$$

Es zeigt sich, dass wie zu erwarten der beobachtete Wert der wahrscheinlichste Mittelwert ist, jedoch von den drei ausgewählten Werten $\mu_\theta = 2,3$ MN die höchste Likelihood von $L(\theta) = 0,381$ aufweist.

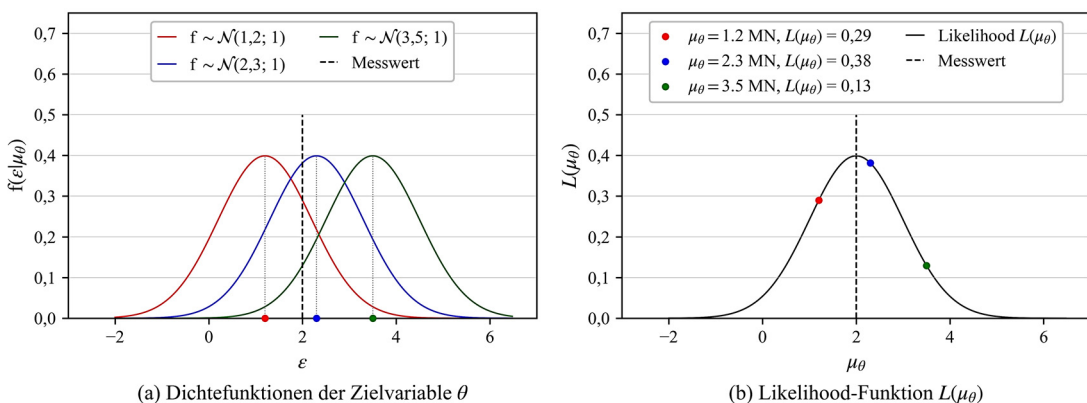


Bild 2 (a) Dichtefunktionen der Zielvariable θ , (b) Likelihood-Funktion $L(\theta)$.

- (3) Ermittlung der **a-posteriori-Verteilung** $P(\boldsymbol{\theta}|\varepsilon)$ kann formalisiert durch Anwendung des Theorems von Bayes erfolgen:

$$P(\boldsymbol{\theta}|\varepsilon) = \frac{P(\varepsilon|\boldsymbol{\theta}) \cdot P(\boldsymbol{\theta})}{P(\varepsilon)} \quad (5)$$

wobei $P(\varepsilon)$ die Wahrscheinlichkeit ist, die Beobachtung zu machen, welche als Normalisierungskonstante $\int P(\varepsilon|\theta)P(\theta)d\theta$ berechnet werden kann.

Die a-priori- und a-posteriori-Verteilung sind konjugiert für eine gegebene Likelihood-Funktion, wenn sie den gleichen Verteilungstyp besitzen, dann ist eine analytische Lösung möglich. Alternativ stehen numerische Verfahren zur Verfügung (s. Phoon und Ching 2015).

Mit einer Reduktion der epistemischen Unsicherheiten wird eine Reduktion der a-posteriori-Varianz und somit auch der Versagenswahrscheinlichkeiten einhergehen (Gelman et al. 2013). Die Modellierung kann indirekt geschehen, wobei zuerst die Modellparameter (z.B. der Pfahlwiderstand) angepasst werden und anschließend eine zuverlässigkeitsbasierte Bemessung erfolgt, oder direkt als Update der Leistungsfunktion mit dem Ansatz nach Bayes. Beide Wege werden in Kap. 4.4 näher beschrieben.

Verschiedene Ansätze zur Anwendung der bayesschen Inferenz in dem Update von Pfahlwiderständen finden sich u.a. in Baecher and Rackwitz (1982), Zhang (2004, 2015), Park et al. (2012) und Huang et al. (2016).

4 Anwendungsbeispiel Fertigteilrammpfahl

4.1 Baugrund und Pfahlparameter

Mit Hilfe des nachfolgenden Beispiels soll die Anwendung der o.g. Ansätze zur Ableitung der Tragfähigkeit axial belasteter Rammpfähle demonstriert werden. Bild 3 zeigt das Bemessungsprofil und die Ergebnisse einer Drucksondierung, welche als repräsentativ für das Baufeld angenommen wird. Stahlbetonrammpfähle ($L = 20$ m, $a = b = 0,4$ m) sollen die oberflächennah anstehende Weichschicht überbrücken.

Die von dem Pfahl aufzunehmende charakteristische axiale statische Pfahllast ist $N_k = 1,7$ MN. Ein Verkehrslastanteil wird nicht angesetzt. Die Unschärfe in der ständigen Last wird als normalverteilt mit einem Variationskoeffizienten von 5 % angenommen, d.h. $f_N \sim \mathcal{N}(\mu_N; \sigma_N) = \mathcal{N}(1,7; 0,085)$. Es wird eine ständige Bemessungssituation angenommen, so dass sich der Bemessungswert der Einwirkungen nach DIN EN 1997-1 entsprechend zu $N_d = \gamma_G \cdot N_k = 1,35 \cdot 1,7$ MN = 2,3 MN ergibt.

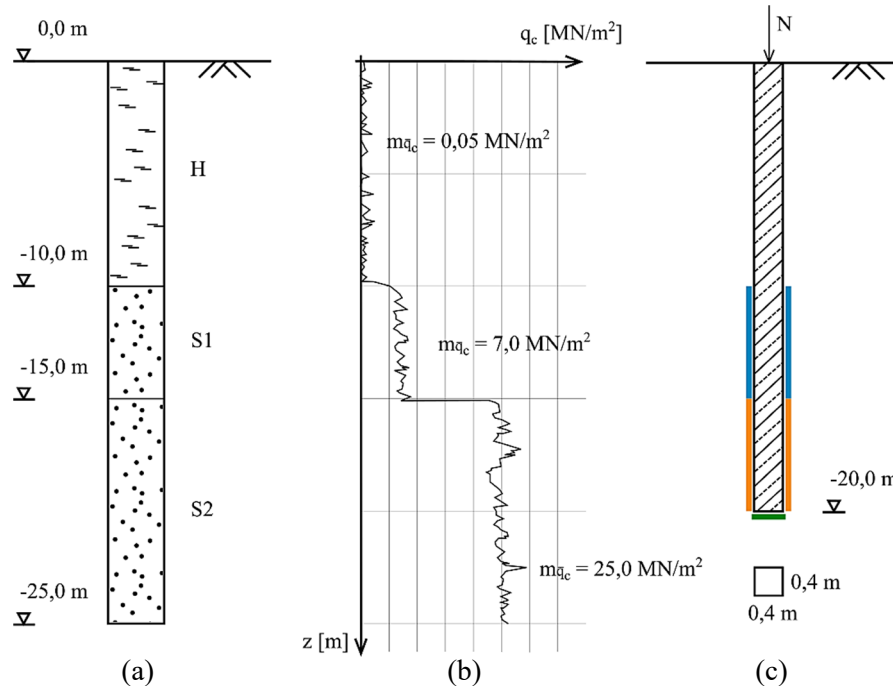


Bild 3 Beispiel: (a) Bodenprofil, (b) Sondierdiagramm und (c) Rammfahlabmessung.

Als Grundlage für die Bemessung dienen $n = 5$ Stück Drucksondierungen, die im Baufeld ausgeführt wurden. Zur Vereinfachung wird im vorliegenden Beispiel die Heterogenität und Tiefenabhängigkeit des Spitzensondierwiderstandes in den Sandschichten sowie die Lage der Aufschlüsse zum Pfahlstandort vernachlässigt, d.h. ein über die Schichthöhe gemittelter Wert \bar{q}_c beschreibt die Schicht. In der Tabelle 1 werden links der Mittelwert $m_{\bar{q}_c}$ und die Standardabweichung $s_{\bar{q}_c}$ für die Sandschichten S1 und S2 angegeben. Für die Torfschicht wird weder eine Festigkeit noch eine negative Mantelreibung angesetzt.

Auf der rechten Seite der Tabelle 1 erfolgt die Ableitung der charakteristischen Werte der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ und des Spitzendrucks $q_{b,k}$ basierend auf den Erfahrungswerten der EA-Pfähle (2012). Da nur eine begrenzte Anzahl an Stichproben vorliegt, wird – in Anlehnung an die DIN EN 1997-1 – der charakteristische Wert des Spitzensondierwiderstandes für ein einseitiges 95%-Konfidenzintervall ermittelt; $q_{c,k} = m_{\bar{q}_c} - t_{n-1}(0,95) \cdot s_{\bar{q}_c} / \sqrt{n}$, wobei $t_{n-1}(0,95) = 2,132$ das 95%-Quantil der t-Verteilung für $n - 1 = 4$ ist.

Tabelle 1 Zusammenfassung der Eingangswerte für das Beispiel.

Schicht	Tiefe	Beschreibung der Stichprobe des Sondierspitzenwiderstandes			Ableitung Pfahlmantelreibung und Spitzendrucks nach EA-Pfähle (2012) für $s/D_{eq}=0,01$				
		$m_{\bar{q}_c}$ [MN/m ²]	$s_{\bar{q}_c}$ [MN/m ²]	$V_{\bar{q}_c}$ [-]	$q_{c,k}$ [MN/m ²]	$q_{s,k}$ [kN/m ²]		$q_{b,k}$ [kN/m ²]	
						10%	50%	10%	50%
Torf	0 – 10 m	-	-	-	-	-	-	-	-
Sand S1	10 – 15 m	7,0	1,5	0,215	5,57	25,9	43,3	-	-
Sand S2	15 – 25 m	25,0	3,0	0,120	22,14	116,4	150	8 421	11 128

Die Erfahrungswerte nach EA-Pfähle (2012) basieren auf den Ergebnissen von Pfahlprobelastungen und werden mit einem unteren und oberen Grenzwert angegeben, der für das 10%- und 50%-Quantil der Verteilung der Pfahlmantelreibung und des Spitzendrucks steht (s. Bild 4(a) sowie Kempfert und Becker 2007). Die Ableitung von Erfahrungswerten für $q_{c,k} < 7,5 \text{ MN/m}^2$ unterliegt dabei einer begrenzten Anwendbarkeit, soll hier aber als lineare Extrapolation zur Vereinfachung angenommen werden.

Bild 4(b) zeigt, dass die Unsicherheit in den abgeschätzten Pfahlwiderständen ein Produkt aus der Unsicherheit im EA-Pfähle-Transformationsmodell und der Unsicherheit im Baugrund (hier repräsentiert im Einfluss der q_c -Variation auf die Mantelreibung, blaue und gelbe Dichtefunktionen korrespondieren mit Bild 3 und Werten in Tabelle 1) ist.

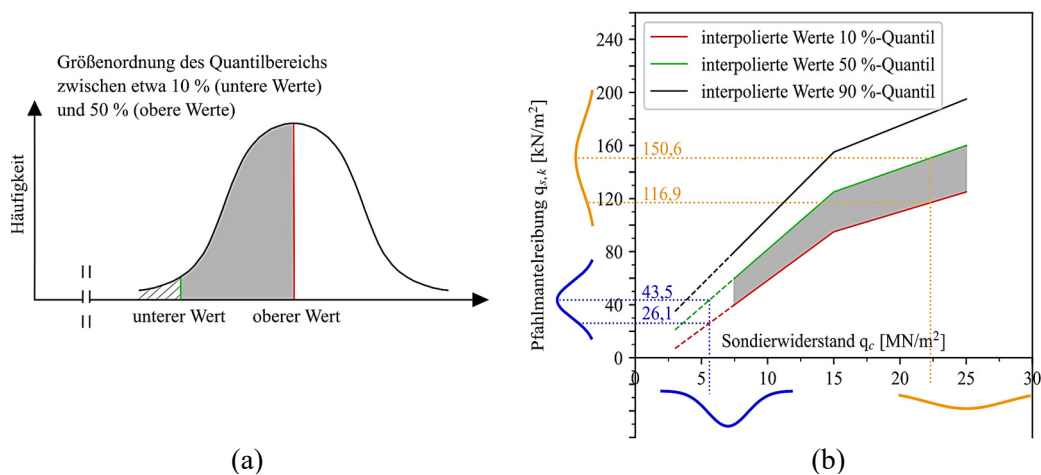


Bild 4 Fraktilbereiche der Dichtefunktion für Pfahlwiderstände aus Erfahrungswerten gem. EA-Pfähle (2012): (a) in Anlehnung an Bild 5.3 der EA-Pfähle, (b) Darstellung der Varianz der Pfahlmantelreibung $q_{s,k}$ mit q_c -Varianz der Schichten S1 und S2.

4.2 Bemessung der Pfahlgründung nach EC-7

Nach DIN EN 1997-1 ergibt sich der charakteristische Pfahlwiderstand R_k zu:

$$R_k = R_{s,k} + R_{b,k} = \sum_i A_{s,i} \cdot q_{s,i,k} + A_b \cdot q_{b,k} \quad (6)$$

wobei $R_{s,k}$ und $R_{b,k}$ die charakteristischen Werte des Pfahlmantel- und Pfahlfußwiderstands sind, $q_{s,i,k}$ ist der charakteristische Wert der Pfahlmantelreibung in der Schicht i , $q_{b,k}$ ist der charakteristische Wert des Pfahlspitzendruck, $A_{s,i}$ ist die Pfahlmantelfläche in der Schicht i und A_b ist die Pfahlfußfläche.

Für das Beispiel ergibt sich der Bemessungswert des Pfahlwiderstandes zu

$$R_d^{EAP} = \frac{R_k^{EAP}}{\gamma_F} = \frac{\sum R_{s,k}^{EAP} + R_{b,k}^{EAP}}{\gamma_F} = \frac{1.138 \text{ kN} + 1.347 \text{ kN}}{1,4} = \frac{2.485 \text{ kN}}{1,4} = 1.775 \text{ kN} \quad (7)$$

wobei in diesem Beispiel der Pfahlmantelwiderstand und der Pfahlfußwiderstand am 10%-Quantil gem. Tabelle 1 abgeleitet wurde.

Der Nachweis der äußeren Tragfähigkeit ist mit einem Ausnutzungsgrad von $N_d/R_{d,EAP} = 1.296 > 1,0$ nicht erbracht. Die Mindestpfahlänge zur Erfüllung des Nachweises der äußeren Tragfähigkeit ergibt sich zu 13,94 m.

4.3 Zuverlässigkeitsbasierte Bemessung der Pfahlgründung

In diesem Beispiel resultiert die Unschärfe in der Abschätzung der Pfahltragfähigkeit (a) in der Variation der Bodenparameter, repräsentiert durch den Sondierspitzenwiderstand $\mathbf{X}_p = \{\bar{q}_c\}^T$ und (b) in dem Transformationsmodell der EA-Pfähle $\mathbf{X}_M = \{m_{qs}; m_{qb}\}^T$.

Die Modellfaktoren zur Beschreibung der Unsicherheit in der Parametertransformation können als absolute Abweichung einer Stichprobe $q_s(x_i)$ und $q_b(x_i)$ relativ zum Mittelwert der Verteilung $\bar{q}_s = q_s(\bar{\mathbf{X}}_p)$ und $\bar{q}_b = q_b(\bar{\mathbf{X}}_p)$ wie folgt beschrieben werden:

$$m_{qs} = q_s - \bar{q}_s \quad \text{und} \quad m_{qb} = q_b - \bar{q}_b \quad (8)$$

Der Pfahlwiderstand ergibt sich somit zu:

$$R = R_s(\mathbf{X}_p; \mathbf{X}_M) + R_b(\mathbf{X}_p; \mathbf{X}_M) = \sum_i A_{s,i}(q_{s,i}(\mathbf{X}_p) + m_{qs}) + A_b(q_b(\mathbf{X}_p) + m_{qb}) \quad (8)$$

Da sämtliche Eingangswerte einer Normalverteilung folgen und die Ableitung der Pfahltragfähigkeit eine lineare Funktion ist, folgt auch der resultierende Pfahlwiderstand einer Normalverteilung $R \sim \mathcal{N}(\mu_R; \sigma_R)$ mit $\mu_R = 3.485$ kN und $\sigma_R = 478$ kN.

In einem theoretisch perfekten Transformationsmodell sind $m_{qs} = 0$ und $m_{qb} = 0$. Entsprechend ergibt sich die Unsicherheit im Pfahlwiderstand resultierend allein aus der Unschärfe in der Beschreibung des Baugrundes, abgebildet mit $\mathbf{X}_p = \{\bar{q}_c^{S1}; \bar{q}_c^{S2}\}$ und $f_{\bar{q}_c} \sim \mathcal{N}(\mu_{\bar{q}_c}; \sigma_{\bar{q}_c})$, zu $R(\mathbf{X}_p) \sim \mathcal{N}(\mu_{R_p}; \sigma_{R_p})$ mit $\mu_{R_p} = \mu_R = 3.485$ kN und $\sigma_{R_p} = 387$ kN. Gemäß den Annahmen in Abs. 4.1 ist diese Unsicherheit konstant im Baufeld.

Da in diesem vereinfachten Beispiel alle Variablen normalverteilt sind lässt sich die Unsicherheit im Transformationsmodell direkt ableiten:

$$\sigma_{R_m} = \sqrt{\sigma_R^2 - \sigma_{R_p}^2} = 280 \text{ kN} \quad (9)$$

Unter der Annahme, dass alle Bodenkennwerte respektive Pfahlwiderstandskomponenten unkorreliert sind, ergibt sich nach Gleichung 3 die Versagenswahrscheinlichkeit zu:

$$P_f = P(R - N < 0) = \int_{\Omega_f} f_N(n) dn = \Phi\left(-\frac{\mu_R - \mu_N}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_N^2}}\right) = \Phi(-3,677) = 1,17 \cdot 10^{-4} \quad (10)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit sagt hier nicht aus, dass von 10.000 auf dem Baufeld hergestellte Pfähle ca. 1,17 Pfähle versagen, sondern, dass wenn 10.000 Baufelder unter den getroffenen Annahmen (Baugrundsichten homogen, Pfahlwiderstände variieren gem. Tabelle 1 etc.) generiert werden, in ca. 1,17 Fällen der betrachtete Pfahl versagt.

Es ist jedoch anzunehmen, dass in situ eine höhere Mantelreibung in der S2-Schicht mit einem höheren Spitzendruck in der gleichen Schicht einhergeht. Unter Ansatz eines angenommenen positiven Korrelationskoeffizienten von $\rho_{q_{s,k}, q_{b,k}} = 0,8$ (vereinfacht im vorliegenden Fall unter Vernachlässigung der räumlichen Korrelation) erhöht sich die Standardabweichung auf $\sigma_R = 590$ kN und entsprechend auch die Versagenswahrscheinlichkeit auf $P_f = 1,37 \cdot 10^{-3}$.

Bild 5(a) zeigt die a-priori-Dichte- und Verteilungsfunktionen für den unkorrelierten und korrelierten Fall. Bild 5(b) zeigt exemplarisch die Parameterkorrelation zwischen der Mantelreibung q_s bzw. dem Spitzendruck q_b und der Leistungsfunktion G . Die starke positive Korrelation zeigt, dass die Pfahltragfähigkeit stark sensitiv gegenüber der Variation in den Parametern der Schicht S2 ist. Die wenigen negativen Mantelreibungen in Schicht S1 resultieren aus der Varianz in q_c und werden vernachlässigt.

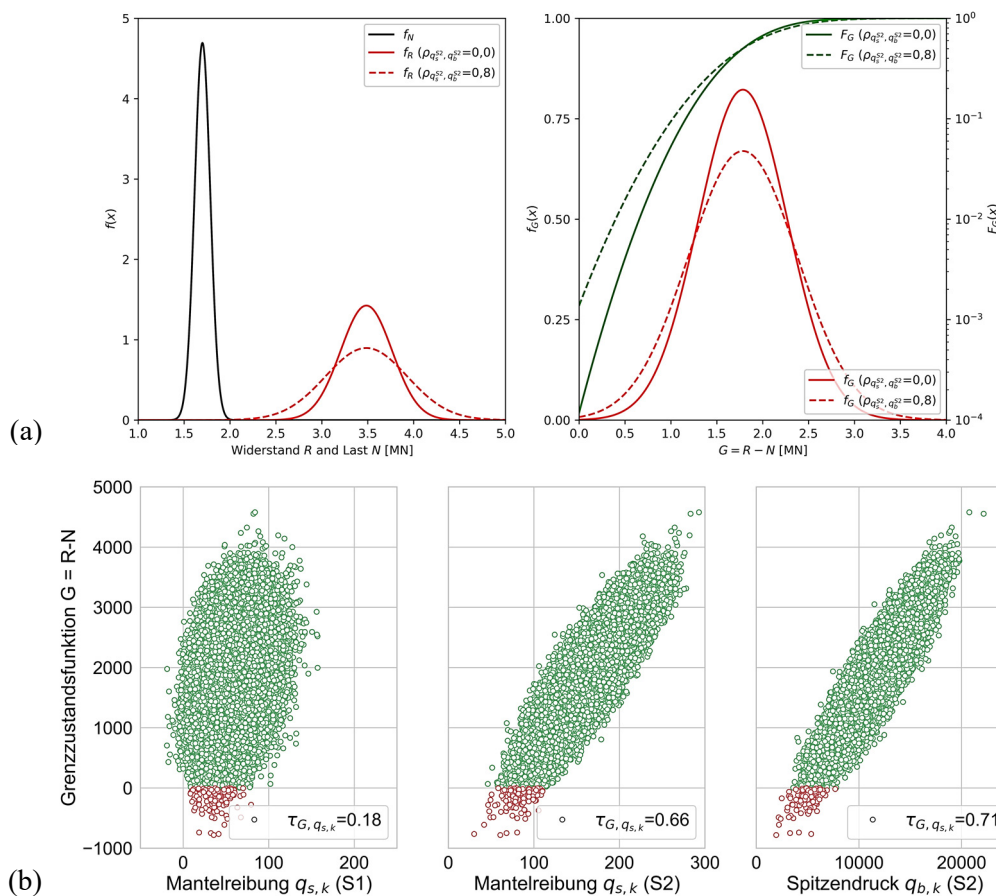


Bild 5 (a) A-priori-Dichte- und Verteilungsfunktionen. (b) Sensitivität der Leistungsfunktion G ggü. der Variation der Mantelreibung q_s bzw. des Spitzendrucks q_b .

Die DIN EN 1990 definiert für drei Zuverlässigkeitsklassen jeweils in Bezug auf drei Versagensfolgeklasse (auch Schadensfolgeklassen) verschiedene Zielzuverlässigkeiten in Abhängigkeit des Bezugszeitraum. Die in DIN EN 1990 vorgegebenen Teilsicherheitsbeiwerte beziehen sich auf die mittlere Zuverlässigkeitsklasse RC 2, für welche ein Zuverlässigkeit ($P_f^1 \approx 10^{-6}$ und $P_f^{50} \approx 10^{-4}$) für einen Bezugszeitraum von 1 und 50 Jahren vorgegeben wird. Entsprechend ist der Nachweis im vorliegenden Beispiel nicht erbracht.

4.4 Nutzung von Ergebnissen von Pfahlprobelastungen

Um den Einfluss von Pfahlprobelastungsergebnissen auf die Versagenswahrscheinlichkeit zu überprüfen, werden zwei Fälle untersucht (s. Tabelle 2). Hierbei werden im Fall A zwei statische Pfahlprobelastung bis zum definierten Bruchkriterium (z.B. $0,1 \cdot D_{eq}$) ausgeführt. Entsprechend ist die Tragfähigkeit des getesteten Pfahls bekannt $R = P_p$. Im Fall B wird angenommen, dass vier Bauwerkspfähle nach der Herstellung im SLS geprüft werden (z.B. zur Ermittlung / Bestätigung der Last-Verformungs-Linie). Somit ist im Fall B die genaue Tragfähigkeit des getesteten Pfahls nach dem Versuch nicht bekannt, jedoch aber, dass diese höher als die aufgebrachten Prüflast $R \geq P_p$ ist.

Auch soll der Einfluss des Messfehlers für je einen unabhängigen statischen Probelastungsversuch ermittelt werden. Hierfür wird angenommen, dass der Messfehler einer Normalverteilung mit $\mathcal{N}(0, \sigma_{mess})$ folgt.

Tabelle 2 Zusammenfassung der Probelastungsergebnisse.

Fall	Test	Tests n_s	Belastung	σ_{mess} [MN]	Prüflasten P_p [MN]
A	Statisch, Probepfahl	2	ULS	[0; 0,05; 0,1]	4,15; 4,45
B	Statisch, Bauwerkspfahl	4	SLS	[0; 0,05; 0,1]	1,70; 1,87; 2,04; 2,21

Fall A: Ermittlung der Tragfähigkeit nach DIN EN 1997-1 mit EA-Pfähle (2012)

Die Ableitung der charakteristischen Pfahltragfähigkeit $R_{c,k}$ aus Probelastungen ist in EA-Pfähle (2012), Anhang A4 zusammengefasst. Für statische Probelastungen gilt:

$$R_{c,k} = \min \left[(R_{c,m})_{mitt} / \xi_1 ; (R_{c,m})_{min} / \xi_2 \right] \quad (11)$$

mit $(R_{c,m})_{mitt}$... Mittelwert der Bruchlasten in den Probelastungen, $(R_{c,m})_{min}$... kleinste Bruchlast in den Probelastungen und ξ_1, ξ_2 ... Streuungsfaktoren in Abhängigkeit der Anzahl der probelasteten Pfähle. Für den Fall A nach Tabelle 2 ergeben sich $\xi_1 = 1,25$ und $\xi_2 = 1,15$ ($n = 2$, „weiche“ Pfähle, d.h. keine lastverteilende Kopfplatte).

Es ist:

$$R_{c,k} = \min\left(\frac{0,5 \cdot (4,15 \text{ MN} + 4,45 \text{ MN})}{1,25}; \frac{4,15 \text{ MN}}{1,15}\right) = 3,44 \text{ MN} \quad (12)$$

Der Bemessungswert des Pfahlwiderstandes R_d wird für den Fall von Punktbelastungen mit einem reduzierten Teilsicherheitsbeiwert $\gamma_b = \gamma_s = \gamma = 1,1$ (Druckpfähle) ermittelt werden und ergibt sich zu $R_d = 3,13 \text{ MN}$. Damit ist die Tragfähigkeit des Pfahles mit einer Bemessungsauslastung von $2,3 \text{ MN} / 3,13 \text{ MN} = 0,73$ gegeben.

Fall A: Updating unter Nutzung der bayesschen Inferenz

Die a-priori-Information kann mit zwei Dichteverteilungen beschrieben werden:

- Mittelwert des Pfahlwiderstands $f'_{\mu_R} \sim \mathcal{N}(\mu_{R_m}; \sigma_{R_m})$
- Pfahlwiderstand $f'_R \sim \mathcal{N}(\mu_R; \sigma_R) = \mathcal{N}\left(\mu_R; \sqrt{\sigma_{R_p}^2 + \sigma_{R_m}^2}\right)$

Die Unsicherheit im EA-Pfähle-Transformationsmodell σ_{R_m} (s. Gleichung 9) beschreibt die Unsicherheit in der Abschätzung des Mittelwerts des Pfahlwiderstandes und ist reduzierbar (epistemisch), d.h. diese kann mittels der Pfahlprobekbelastungen ein Update erfahren. Hingegen ist die Unsicherheit im Pfahlwiderstand basierend auf der Variation im Baugrund (σ_{R_p}) bekannt, jedoch in diesem Beispiel nicht reduzierbar (aleatorisch).

Im Fall A werden $n_s = 2$ Probepfähle vor Baubeginn auf dem Baufeld geprüft. Unter der Annahme, die Dichteverteilungen seien normalverteilt (konjugiert), kann unter Nutzung des Bayes-Verfahrens in der Stichprobentheorie (Ang und Tang 1975) die a-posteriori-Verteilung des Mittelwertes des Pfahlwiderstandes ermittelt werden:

$$f''_{\mu_R} \sim \mathcal{N}(\mu''_{\mu_R}; \sigma''_{\mu_R}) \quad \text{mit} \quad \mu''_{\mu_R} = \frac{\bar{s} \cdot (\sigma_{R_m})^2 + \mu_{R_m} \cdot (\sigma_s^2 / n_s)}{(\sigma_{R_m})^2 + (\sigma_s^2 / n_s)}$$

$$\text{und} \quad \sigma''_{\mu_R} = \sqrt{\frac{(\sigma_{R_m})^2 \cdot (\sigma_s^2 / n_s)}{(\sigma_{R_m})^2 + (\sigma_s^2 / n_s)}} \quad (13)$$

Hierbei ist die Unsicherheit in den Messwerten $\sigma_s = \sigma_{mess}$, wenn eine Aussage ausschließlich über die beprobten Pfähle getroffen werden soll. Soll das Ergebnis der Belastungsversuche hingegen auf das gesamte Baufeld übertragen werden, so beeinflusst neben dem Messfehler auch die Variabilität des Baugrundes das Update, d.h. $\sigma_s = \sqrt{(\sigma_{R_p}^2 + \sigma_{mess}^2)}$. Der Mittelwert wird nicht beeinflusst, da in dem hier betrachteten Beispiel die räumliche Heterogenität vernachlässigt wird. Die a-posteriori-Verteilung der Pfahltragfähigkeit ist dann:

$$f''_R \sim \mathcal{N}(\mu''_R; \sigma''_R) \quad \text{mit} \quad \mu''_R = \mu''_{\mu_R} \quad \text{und} \quad \sigma''_R = \sqrt{(\sigma''_{\mu_R})^2 + \sigma_s^2} \quad (14)$$

Bild 6 zeigt das Update der Versagenswahrscheinlichkeit beispielhaft für den Fall A unter Annahme unkorrelierter Eingangsparameter ($\rho_{q_s, q_b} = 0$) und einer Messung ohne Messfehler ($\sigma_{mess} = 0$ kN). Es ist ersichtlich, dass sich durch das Update der geschätzte Mittelwert des Pfahlwiderstandes erhöht, d.h. die a-posteriori-Dichtefunktion rechts der a-priori-Dichtefunktion liegt, sich aber die Varianz des Pfahlwiderstandes etwas erhöht. Dies kann damit begründet werden, dass die Variabilität im Baufeld im vorliegenden Beispiel als nicht reduzierbar angenommen wurde. Die Versagenswahrscheinlichkeit reduziert sich dennoch von a-priori $P'_f = 1,17 \cdot 10^{-4}$ auf a-posteriori $P''_f = 3,14 \cdot 10^{-7}$ und würde damit die Anforderungen an ein Bauwerk mit der Zuverlässigkeitsklasse RC 2 nach DIN EN 1990 erfüllen. Dies trifft unabhängig von der Korrelation und dem Messfehler für alle Variationen des Falls A zu (s. Tabelle 3).

Wird die charakteristische Last auf $N_k = R_d/1,35 = 3,13 \text{ MN}/1,35 = 2,77 \text{ MN}$ erhöht (Ausnutzungsgrad = 1,0), so ergeben sich wiederum höhere Versagenswahrscheinlichkeiten, die hier im Beispiel dann wieder unterhalb der gem. DIN EN 1990 geforderten Zuverlässigkeitsindices liegen. Zur Reduktion der Versagenswahrscheinlichkeit wären hier weitere Probelastungen oder Baugrundnacherkundungen erforderlich.

Tabelle 3 Zusammenstellung der Versagenswahrscheinlichkeiten für Fall A.

Last	Korr. $\rho_{q_s, q_b, k}$	a-priori P'_f	a-posteriori - P''_f		
			$\sigma_{mess} = 0,0 \text{ MN}$	$\sigma_{mess} = 0,05 \text{ MN}$	$\sigma_{mess} = 0,1 \text{ MN}$
$N_k = 1,7 \text{ MN}$	0,0	$1,17 \cdot 10^{-4}$	$3,14 \cdot 10^{-7}$	$3,92 \cdot 10^{-7}$	$7,34 \cdot 10^{-7}$
	0,8	$1,37 \cdot 10^{-3}$	$1,17 \cdot 10^{-7}$	$1,49 \cdot 10^{-7}$	$2,87 \cdot 10^{-7}$
$N_k = R_d/1,35$ $= 2,77 \text{ MN}$	0,0	---	$6,46 \cdot 10^{-3}$	$6,90 \cdot 10^{-3}$	$8,35 \cdot 10^{-3}$
	0,8	---	$2,85 \cdot 10^{-3}$	$3,08 \cdot 10^{-3}$	$3,82 \cdot 10^{-3}$

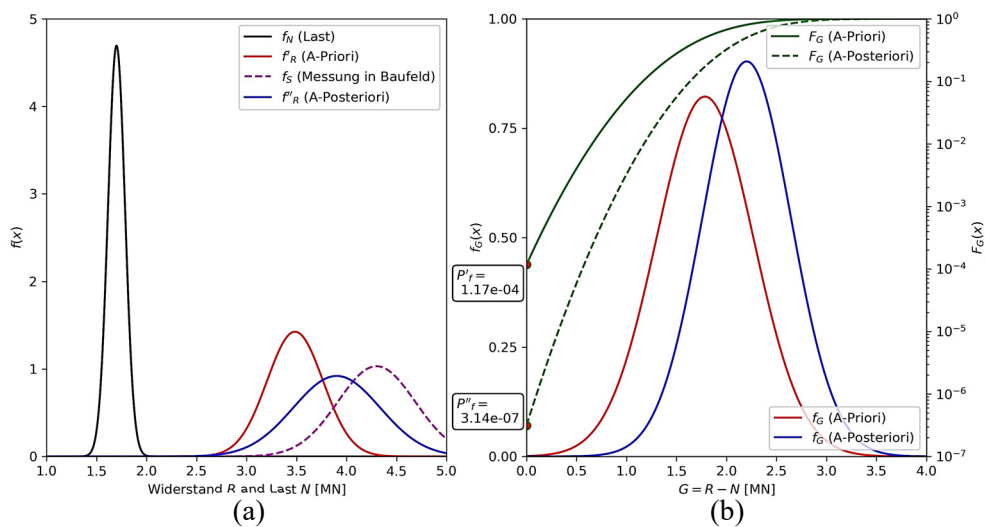


Bild 6 (a) Dichtefunktionen der Variablen,
(b) Dichte - und Verteilungsfunktionen für Leistungsfunktion G .

Fall B: Indirektes Updating von Belastungsversuchen

Probebelastungen bis zum Gebrauchslastniveau (Fall B) können nach DIN EN 1997-1, DIN 1054 und EA-Pfähle nicht zur Ableitung von Pfahlwiderständen im Bruchzustand herangezogen werden. Ebenso ist auf Basis von Probebelastungen bis zum Gebrauchslastniveau (SLS) keine Abminderung des widerstandsseitigen Teilsicherheitsbeiwertes möglich. Nach dem aktuellen Arbeitsstand des EC7 (EN 1997-3, Stand November 2021) kann bei Ausführung von *serviceability control tests* jedoch der Modellfaktor reduziert und damit der Bemessungswert des Pfahlwiderstandes erhöht werden.

Unter Nutzung der bayesschen Inferenz kann auf Grundlage der Belastungsversuche (Prüflast $P_p = 1,0 \dots 1,3 \cdot N_k$, s. Tabelle 2) die Likelihood-Funktion bezogen auf die Messwerte s (vgl. Bild 2) wie folgt aufgestellt werden:

$$L(\mu_R|s) = P(R \geq s|\mu_R) = \int_s^\infty \frac{1}{\sigma_s \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{x-\mu_s}{\sigma_s}\right)^2\right\} dx = 1 - \Phi\left[\frac{s-\mu_s}{\sigma_s}\right] \quad (15)$$

wobei für mehrere Probebelastungsergebnisse n_s unter $L(\mu_s) = \prod_{i=1}^{n_s} P_i(R > s_i|\mu_R)$ gilt.

Die a-posteriori-Funktion des Mittelwertes des Pfahlwiderstandes ergibt sich dann zu:

$$f_{\mu_R|s}(\mu_s) \sim L(\mu_R|s) \cdot f_{\mu_R}(\mu_s) = \left\{ \Phi\left[-\frac{s-\mu_s}{\sigma_s}\right] \right\} \cdot \frac{1}{\sigma_R \cdot \sqrt{2\pi}} \exp\left\{-\frac{1}{2}\left(\frac{\mu_s-\mu_R}{\sigma_R}\right)^2\right\} \quad (16)$$

Die a-posteriori-Dichtefunktion des Pfahlwiderstandes R ist:

$$f_{R|s}(r) = \int_{-\infty}^{\infty} f_R(r|\mu_s) \cdot f_{\mu_R|s}(\mu_s) d\mu_s \quad (17)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit ergibt sich dann in diesem indirekten Update zu:

$$P_f'' = P(F|s) = \int_{-\infty}^{\infty} F_{R|s}(x) \cdot f_N(x) dx \quad (18)$$

Nach Straub (2011, 2014) kann die a-posteriori-Versagenswahrscheinlichkeit jedoch auch ein direktes Update unter Beachtung der Unsicherheit in den Messwerten erfahren:

$$P_{F|s} = \frac{P(g(X)<0 \cap h(X)>0)}{P(h(X)>0)} \quad (19)$$

wobei $g(\cdot)$ die Grenzzustandsfunktion und $h(\cdot)$ die Funktion der Beobachtungen (Messungen) ist. Gleichung 19 kann umgeschrieben werden in:

$$P_f'' = P(F|s) = \frac{P(R < N \cap R > S)}{P(R > S)} = \frac{P(R - N < 0 \cap R - S > 0)}{P(R - S > 0)} \quad (20)$$

Die Versagenswahrscheinlichkeit kann z.B. numerisch mittels Monte-Carlo-Simulationen approximiert werden:

$$P_f'' = P(F|S) = \frac{\sum_{i=1}^N 1_A[R_i < N_i] \cdot 1_A[R_i > S_i]}{\sum_{i=1}^N 1_A[R_i > S_i]} \quad (21)$$

wobei n_{mc} die Anzahl der Stichproben ist und 1_A die Indikatorfunktion ist:

$$1_A[x < y] = \begin{cases} 1, & \text{wenn } x < y \\ 0, & \text{wenn } x > y \end{cases} \quad (22)$$

In unserem Beispiel ist der indirekte Weg vergleichsweise einfach und analytisch beschreibbar, da die Dichtefunktionen normalverteilt sind und das Modell einfach gehalten ist. Ist das Materialverhalten nichtlinear oder sind multivariate Zufallsvariablen zu untersuchen, dann bietet sich der direkte Weg mit einer numerischen Approximation an.

Tabelle 4 zeigt die a-posteriori-Versagenswahrscheinlichkeiten für Fall B, wobei hier nur die Ergebnisse für die unkorrelierten Eingangsparemeter in Schicht S2 angegeben werden. Durch die Ausführung von den SLS-Versuchen an vier Bauwerkspfählen reduziert sich die Versagenswahrscheinlichkeit erheblich.

Werden die Erfahrungswerte nach EA-Pfähle als a-priori-Information angesetzt und die zwei ULS-Probebelastungen aus Fall A nicht berücksichtigt, so reduziert sich die Versagenswahrscheinlichkeit um den Faktor 10. Die Ausführung von den zwei Probebelastungsversuchen aus Fall A ist jedoch effektiver, da mit Ermittlung der Bruchlast die a-priori-Versagenswahrscheinlichkeit um den Faktor 1000 abgemindert wird (s. Tabelle 3).

Wenn nun jedoch die a-posteriori-Dichtefunktionen des Fall A als a-priori-Informationen für den Fall B verwendet werden, d.h. sich der a-priori-Mittelwert des Pfahlwiderstandes erhöht, dann wird die Unsicherheit wiederum minimiert und es reduziert sich die Versagenswahrscheinlichkeit ein weiteres Mal um den Faktor 10 (s. Tabelle 4).

Die Ausführung von SLS-Versuchen an Bauwerkspfählen kann somit helfen, das in der Bemessung angesetzte Sicherheitsniveau zu bestätigen bzw. zu erhöhen und somit Potentiale für die Nutzung respektive eine spätere Umnutzung zu ermöglichen.

Tabelle 4 Zusammenstellung der Versagenswahrscheinlichkeiten für Fall B.

Last	Prior Information	a-priori - P_f'		a-posteriori - P_f''	
		$\sigma_{mess} = 0,0 \text{ MN}$	$\sigma_{mess} = 0,1 \text{ MN}$	$\sigma_{mess} = 0,0 \text{ MN}$	$\sigma_{mess} = 0,1 \text{ MN}$
$N_k = 1,7 \text{ MN}$	EA-Pfähle	$1,17 \cdot 10^{-4}$	---	$1,03 \cdot 10^{-5}$	$1,09 \cdot 10^{-5}$
	Fall A	$3,14 \cdot 10^{-7}$	$7,34 \cdot 10^{-7}$	$4,06 \cdot 10^{-8}$	$6,50 \cdot 10^{-8}$

5 Zusammenfassung und Ausblick

Die hier vorgestellte Arbeit soll einen Beitrag dazu leisten, den praktischen Zugang zur Anwendung zuverlässigkeitsbasierter Methoden und Verfahren zu verbessern und eine praxisorientierte Anleitung liefern. Am Beispiel der Bemessung eines axial belasteten Pfahls wird aufgezeigt, dass sich die bayesschen Inferenz gut dazu anbietet Unsicherheit verschiedenen Ursprungs (Variabilität im Baugrund, Unschärfe im Transformationsmodell, begrenzte Anzahl und unterschiedliche Typen von Probelastungen, Messunsicherheiten etc.) zu quantifizieren und somit einer zuverlässigkeitsbasierten Bemessung bzw. Risikobetrachtung zugänglich zu machen.

Die hier vorgestellten Ansätze können (sollten) entsprechend dem Anwendungsfall erweitert werden um z.B. den Einfluss der Heterogenität im Baugrund, d.h. der inhärenten räumlichen Korrelation von Bodenkennwerten und der relativen Lage von Beprobungs- und Bemessungsstandorten, mit zu berücksichtigen. Für Pfahlgründungen können so auch Gebrauchstauglichkeitskriterien sowie das Einzeltragverhalten bei enger Pfahlstellung (Gruppenwirkungen) probabilistisch betrachtet werden. Die bayessche Inferenz kann auch im Sinne der Beobachtungsmethodik als Verfahren zum Update von Prognosen auf Grundlage von aktuellen Messungen des Bauwerksverhaltens genutzt werden.

Es ist immer anzustreben, dass einer Prognose auch die zugehörige Zuverlässigkeit verifizierbar zugeordnet wird. Der zukünftige EC 7 (EN 1997) wird die Anwendung der hierfür in vielfältiger Weise zur Verfügung stehenden zuverlässigkeitsbasierten Methoden nutzbar und somit auch für die Geotechnikerin attraktiver machen. Nicht für jedes Bauvorhaben werden diese Methoden im vollen Umfang Anwendung finden, jedoch können, mit dem notwendigen Wissen und den adäquaten Werkzeugen als Grundvoraussetzung, auch deterministische Bemessungen unterstützt werden – z.B. in der Ableitung von charakteristischen Bodenkenngrößen.

Literatur

Ang, A. H.-S. und Tang, W. H. (1975)

Probability Concepts in Engineering Planning and Design, Volume 1 – Basic Principles, 1st Edition, New York: John Wiley and Sons

Arnold, P., Fenton G. A, Hicks, M. A., Schweckendiek T. and Simpson B. (Eds.) (2012)

Modern Geotechnical Design Codes of Practice – Implementation, Application and Development. Vol. 1. Advances in Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, IOS Press

Baecher, G. B. und Rackwitz, R. (1983)

Zur Anwendung statistischer Methoden bei der gemeinsamen Verwendung von Vor- und aktuellen Informationen für die Bemessung von Rammpfählen, in Floss R. (Hrsg.): Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik. Lehrstuhl und Prüfungsamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Seiten 87 – 120

Baecher, G. B. and Christian, J. T. (2003)

Reliability and Statistics in Geotechnical Engineering. John Wiley & Sons Ltd

EA-Pfähle (2012)

Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, 2. Auflage, Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e. V.

Gelman, B. A., Carlin, B. P., Stern, H. S. und Rubin, D. B. (2013).

Bayesian Data Analysis, 3rd Ed., Chapman & Hall, London, United Kingdom. (<http://www.stat.columbia.edu/~gelman/book/>)

Huang, J., Kelly, R. und Li, D. (2016)

Updating reliability of single piles and pile group by load tests. Computers and Geotechnics 73, 221-230

ISSMGE-TC304 (2021)

State-of-the-Art Review of Inherent Variability and Uncertainty in Geotechnical Properties and Models. ISSMGE Technical Committee ISSMGE-TC304: Risk management in engineering practice

Kempfert, H.-G. und Becker, P. (2007)

Grundlagen und Ergebnisse der Ableitung von axialen Pfahlwiderständen aus Erfahrungswerten für die EA-Pfähle, Bautechnik 84(7), 441-449

Straub, D. (2011)

Reliability updating with equality information. Probabilistic Engineering Mechanics, 26(2): 254–258

Straub, D. (2014)

Value of information analysis with structural reliability methods. Structural Safety 49: 75-86.

Park, J. H., Kim, D. und Chung C. K. (2012)

Implementation of Bayesian theory on LRFD of axially loaded driven piles, Computers and Geotechnics 73, 73-80

Phoon, K.-K., und Kulhawy, F. H. (1999)

Characterization of Geotechnical Variability, Canadian Geotechnical J., 36(4) 612-624

- Phoon, K.-K., and Ching, J. (Eds.). (2015)
Risk and reliability in geotechnical engineering. Taylor & Francis, 594 Seiten
- van den Eijnden, A. P., Schweckendiek, T. und Hicks, M. A. (2021)
Metamodelling for geotechnical reliability analysis with noisy and incomplete models.
Georisk. Seiten 1-18, <https://doi.org/10.1080/17499518.2021.1952611>
- van de Schoot, R., Depaoli, S., King, R. et al. (2021)
Bayesian statistics and modelling. Nature Review Methods Primers 1(1), Seiten 1-26
- Zhang, L. (2004)
Reliability verification using proof pile load tests. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering 130(11), 1203-1213
- Zhang, L. (2015)
Verification of geotechnical reliability using load tests and integrity tests, in Phoon K.-K. (Hrsg.) Risk and reliability in geotechnical engineering, Seiten 533 – 559
- Zhang, J. (2017)
Bayesian Method: A Natural Tool for Processing Geotechnical Information, Joint TC205/TC304 Working Group on “*Discussion of statistical/reliability methods for Eurocodes*”, ISSMGE, Final Report, September 2017

Zur numerischen Bemessung geotechnischer Bauwerke gemäß EC 7

Paul Vogel, M.Sc., Prof. Dr.-Ing. Jürgen Grabe

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg

Hauke Jürgens, M.Sc., Prof. Dr.-Ing habil. Sascha Henke

Professur für Geotechnik, Helmut-Schmidt-Universität Hamburg

1 Einleitung

Die praktische Anwendung numerischer Methoden in der Geotechnik hat in den letzten Jahrzehnten aufgrund steigender Rechenkapazität zugenommen. Die Finite Elemente Methode beispielsweise bietet im Vergleich zu konventionellen Verfahren die Möglichkeit auch komplexe Konstruktionen unter Berücksichtigung einer realitätsnahen Boden-Bauwerk-Interaktion abzubilden. Um dieser Entwicklung gerecht zu werden, soll die Möglichkeit eröffnet werden, zukünftig auch den Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) geotechnischer Konstruktionen mit numerischen Methoden zu untersuchen. Hierzu wurden in den letzten Jahren zahlreiche Vergleichsrechnungen und Untersuchungen durchgeführt (Brinkgreve und Post 2013, Herten 2015, von Wolffersdorff und Henke 2021). Im Zuge dessen wurden u. a. der Ablauf eines Nachweisverfahrens inklusive Faktorisierung der maßgebenden Parameter sowie der Ansatz der Teilsicherheitsbewertung diskutiert. In dem vorliegenden Beitrag wird die Anwendung numerischer Nachweisverfahren am Beispiel zweier Randwertprobleme untersucht. Hieran schließt sich eine vergleichende Diskussion der erhaltenen Ergebnisse an.

2 Numerische Standsicherheitsnachweise

Bisher wird im Eurocode 7 hinsichtlich der Anwendung numerischer Methoden zur Nachweisführung im Grenzzustand der Tragfähigkeit (ULS) lediglich die grundsätzliche Möglichkeit erwähnt, weitere Regelungen zur Umsetzung dieser numerischen Nachweisführung sind im EC 7 nicht enthalten. Zur Berücksichtigung der anhaltenden und fortschreitenden Entwicklung der numerischen Methoden auch in Bezug auf die Bemessung von geotechnischen Konstruktionen soll zukünftig eine normative Regelung im Zuge der

Überarbeitung der Eurocodes erfolgen (vgl. Lees 2019). Ziel sind allgemeingültige Vorgaben zur einheitlichen Anwendung numerischer Methoden, die allerdings größtenteils weiterhin an die analytischen Bemessungspraxis angelehnt sein sollen. Dabei haben sich zwei Verfahren durchgesetzt: Effect Factoring Approach (EFA) und Material Factoring Approach (MFA). Beim Verfahren gemäß EFA werden die Effekte der Einwirkungen, also die Resultate einer Berechnung (z. B. die Axiallast eines Pfahls oder die Biegemomente einer Verbauwand), mit Teilsicherheitsbeiwerten beaufschlagt, sodass die resultierenden Designwerte für die Bemessung genutzt werden können. Im MFA erfolgt eine Abminderung der Scherparameter durch entsprechende Teilsicherheitsfaktoren. Gemäß aktueller Entwicklung der Normenanpassung sind immer beide Ansätze zu untersuchen und im Anschluss an die Berechnung ist das Ergebnis für den ungünstigeren Fall maßgebend. In Tabelle 1 werden die Teilsicherheitsbeiwerte für eine ungünstig wirkende Belastung gemäß EC7 beispielhaft für die ständige Bemessungssituation (BS-P) dargestellt.

Tabelle 1 Vergleich der Verfahren EFA und MFA gemäß EC7 für die ständige Bemessungssituation BS-P

	EFA	MFA
Ständige Lasten	Keine Faktorisierung	$\gamma_G = 1,00$
Veränderliche Lasten	$\gamma_Q / \gamma_G = 1,5 / 1,35 = 1,11$	$\gamma_Q = 1,30$
Ausgabe der Berechnung (Effects of actions)	$\gamma_E = 1,35$	Keine Faktorisierung
Reibungswinkel	$\gamma_\phi = 1,00$	$\gamma_\phi = 1,25$
Kohäsion	$\gamma_c = 1,00$	$\gamma_c = 1,25$

Im Vergleich zu den analytischen Verfahren ist festzuhalten, dass bei einer Bemessung nach MFA das Gesamtversagen des Systems auf Grundlage einer Berechnung ermittelt wird. Besonderer Forschungsbedarf beim Nachweis gemäß MFA besteht insbesondere in Bezug auf die Einbeziehung von Strukturelementen in das Nachweisverfahren sowie ggf. vorhandene Auswirkungen auf Widerstände infolge einer Reduktion der Scherparameter. Die Faktorisierung von Schnittgrößen gemäß EFA ist hierzulande gängige Praxis (vgl. Nachweisverfahrens DA2*). Durch eine Berechnung mit charakteristischen Kennwerten und einer darauffolgenden Beaufschlagung der Schnittgrößen mit den entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerten liegt der Vorteil des EFA in einem konstanten Sicherheitsniveau, da der Unterschied zwischen charakteristischen Werten und Bemessungswerten immer dem Teilsicherheitsbeiwerten entspricht. Im Vergleich hierzu erfolgt beim MFA die Abminderung der Scherparameter vor der Berechnung, wobei die Auswirkungen dessen aufgrund der Nichtlinearität nicht direkt zurück zu verfolgen sind. Eine ausführliche Auflistung und Diskussion der Vor- und Nachteile der jeweiligen Nachweisverfahren ist in Lees (2017) sowie bezogen auf den Material Factoring Approach (MFA) in von Wolfersdorff und Henke (2021) zu finden.

Im Rahmen einer Bemessung mit numerischen Methoden besteht die Möglichkeit zweier Nachweisvarianten, wodurch sich die Frage nach dem Zeitpunkt der Faktorisierung mit Teilsicherheitsbeiwerten stellt. In Bild 1 sind die zwei Nachweisvarianten gegenübergestellt (vgl. von Wolffersdorff und Henke 2021). Die Nachweisvariante A sieht eine eigenständige Berechnung nach MFA, also mit reduzierten Scherparametern von Beginn der Berechnung an, sowie eine charakteristische Berechnung mit anschließender Faktorisierung der Schnittgrößen nach EFA in den maßgebenden Phasen vor. Die Nachweisvariante B hingegen beinhaltet eine charakteristische Berechnung gemäß EFA mit anschließender Faktorisierung der Schnittgrößen mit zusätzlichen Verzweigungsberechnungen nach MFA in den maßgebenden Berechnungsphasen.

Neben den bereits genannten Punkten wird im Rahmen des vorliegenden Beitrags die Reduktion der Baugrundsteifigkeit bei einer MFA-Berechnung (modified MFA) mit dem gleichen Teilsicherheitsbeiwert wie für die Scherparameter untersucht. Eine mögliche Faktorisierung der Baugrundsteifigkeit mit einem Teilsicherheitsbeiwert kann zum einen damit begründet werden, dass die Baugrundsteifigkeit ebenso wie die Scherparameter einer Unschärfe unterliegen, was durch einen Teilsicherheitsbeiwert berücksichtigt werden kann. Zum anderen kann bei Nutzung numerischer Methoden im Gegensatz zur analytische Bemessungspraxis eine Verformungsberechnung nicht von einer Standsicherheitsberechnung entkoppelt werden, sodass ggf. vorhandene nichtlineare Effekte durch die Steifigkeitsreduktion berücksichtigt werden könnten. Um den Grenzzustand der Tragfähigkeit im Rahmen der numerischen Berechnung zu erreichen, muss vorerst eine entsprechende Verformung mobilisiert werden. Theoretisch resultieren bei gleichbleibender Belastung und einer Reduktion der Bodensteifigkeit größere Verformungen. Dies führt ggf. zu größeren Durchbiegungen und somit Biegebeanspruchungen in den Bauteilen.

Die Auswirkungen der zuvor diskutierten unterschiedlichen Ansätze werden im Rahmen des vorliegenden Beitrages untersucht. Es gilt zu beachten, dass bei einer vollständigen Berechnung aller Phasen mit bereits reduzierten Scherparameter gegebenenfalls Einflüsse aus der Lastgeschichte auf das Endergebnis entstehen.

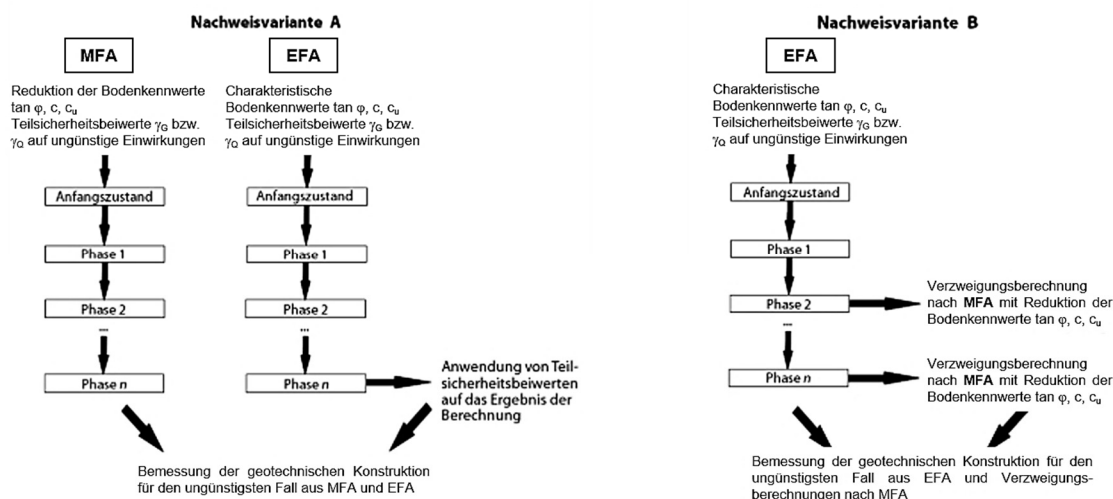


Bild 1 Vergleich der Nachweisvarianten A und B im Rahmen numerischer Standsicherheitsuntersuchungen (vgl. von Wolffersdorff und Henke 2021)

3 Modellbeschreibungen

Im Rahmen dieses Beitrages werden eine einfach ausgesteifte Baugrube (System 1) und eine einfach rückverankerte Kaimauer (System 2) mit dem FE-Programm PLAXIS 2D (vgl. Brinkgreve et al. 2020) untersucht. Die Geometrien der beiden Systeme inklusive Diskretisierung sind Bild 2 zu entnehmen. Die Modelle bestehen aus 5.561 (System 1) bzw. 5.641 (System 2) 15-knotigen Flächenelementen. Bei der Verbauwand der Baugrube handelt es sich um eine Spundwand (Profil: AZ-18, S240 GP), die 4,0 m in den Boden einbindet. Außerdem befindet sich 1,0 m unterhalb der GOK eine Steifenlage (Rohrprofil 101,6 x 8,0, S235). Bei der Kaimauerwand handelt es sich um eine kombinierte Spundwand HZ975A-24 + AZ 18-10 (S390 GP), die mit einem um 36° geneigten Schrägpfahl (HTM 600/136, S355) verankert wird. Um einen ganzheitlichen Versagensmechanismus unter Berücksichtigung eines Strukturversagens im numerischen Modell abzubilden, werden alle verwendeten Strukturelemente mit einem elasto-plastischen Stoffmodell diskretisiert.

In den Simulationen werden verschiedene zusätzliche Einwirkungen berücksichtigt. Neben einer großflächigen, ständig wirkenden Gleichlast auf der GOK von $q = 10 \text{ kN/m}^2$ wirkt in System 1 eine veränderliche Streifenlast von $q = 40 \text{ kN/m}^2$ mit einer Breite von 2,0m direkt vor der Verbauwand auf GOK. Im System 2 wird gemäß EAU (2020) eine Wasserpegeldifferenz von 3,0 m berücksichtigt.

Die stoffliche Formulierung des Baugrundes erfolgt mit dem Hardening Soil Modell mit Erweiterung um die small strain stiffness (HSS) (Schanz et. al. 1999 und Benz 2007). Hierbei handelt es sich um ein elasto-plastisches Stoffmodell mit einer Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb und einer doppelten Verfestigung (deviatorisch und volumetrisch). Außerdem werden die erhöhten Steifigkeiten bei kleinen Dehnungen (small strain

stiffness) berücksichtigt. Die verwendeten Stoffparameter für beide Systeme sind Tabelle 2 zu entnehmen.

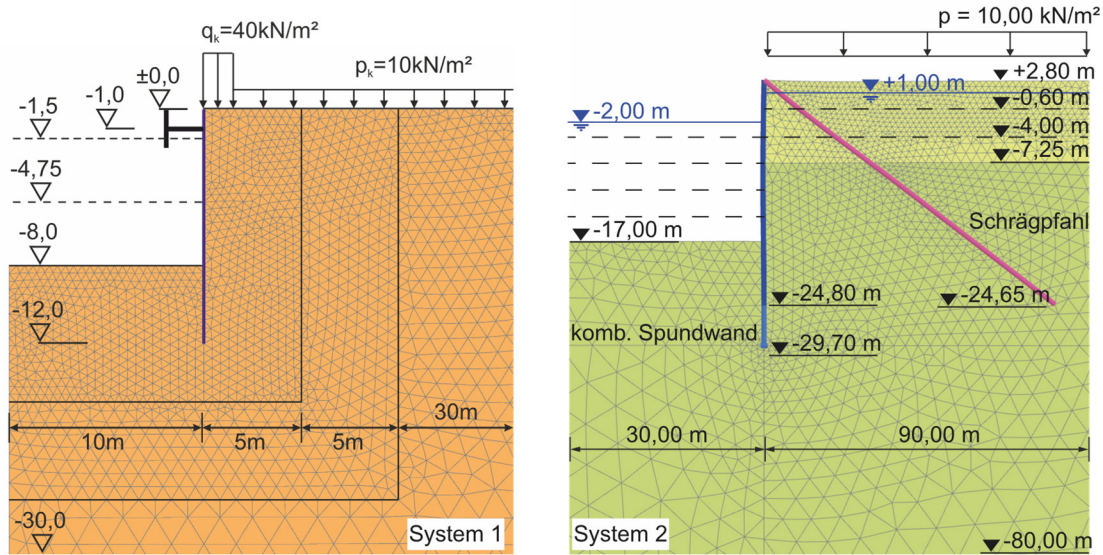


Bild 2 Diskretisierung der untersuchten Systeme:
System 1) ausgesteifte Baugrube, System 2) rückverankerte Kaimauer

Tabelle 2 Verwendete Stoffparameter für das HSS in den Simulationen

	Einheit	System 1	System 2	
		Mergel	Sand, locker (Brinkgreve et al. 2010)	Sand, dicht (Brinkgreve et al. 2010)
γ_{unsat}	kN/m ³	21,0	16,4	18,2
γ_{sat}	kN/m ³	21,0	19,6	20,3
p_{ref}	kN/m ²	50	100	100
$E_{50,\text{ref}}$	kN/m ²	50.000	21.000	48.000
$E_{\text{oed,ref}}$	kN/m ²	50.000	21.000	48.000
$E_{\text{ur,ref}}$	kN/m ²	150.000	63.000	144.000
m	—	0,90	0,59	0,45
c'_{ref}	kN/m ²	5,0	0,1	0,1
φ'	°	27,5	32,4	38,0
ψ'	°	0,0	2,4	8,0
$\gamma_{0,7}$	—	$1 \cdot 10^{-4}$	$1,65 \cdot 10^{-4}$	$1,2 \cdot 10^{-4}$
$G_{0,\text{ref}}$	kN/m ²	125.000	83.800	114.000
ν_{ur}	—	0,2	0,2	0,2
$K_{0,\text{nc}}$	—	0,5383	0,4642	0,3843
R_{inter}	—	0,6370	0,6239	0,6059

Die Lastgeschichten für die zu untersuchenden Systeme sind der Tabelle 3 zu entnehmen. Die Simulation des Bauablaufs erfolgt mit charakteristischen Werten inklusive anschließender Verzweigungsrechnung (EFA, MFA und modified MFA), die zur Standsicherheitsberechnung notwendig sind. Dieses Vorgehen entspricht der Nachweisvariante B gemäß Bild 1. Das Vorgehen gemäß Nachweisvariante A wird in Tabelle 3 nicht explizit dargestellt, da der einzige Unterschied darin besteht, dass bereits zu Beginn der Berechnung die Scherparameter mit Teilsicherheitsbeiwerten (BS-P) faktorisiert werden und eine Verzweigungsrechnung somit entfällt.

Tabelle 3 Berechnungsablauf der Simulationen für Nachweisvariante B

Phase	System 1		System 2	
	Phase beginnt von	Erläuterung	Phase beginnt von	Erläuterung
0	-	Initialphase (K ₀ -Zustand)	-	Initialphase (K ₀ -Zustand)
1	0	Aktivierung SpWd	0	Aktivierung komb. SpWd + Anker
2	1	1. Aushub bis -1,5 m + Steife	1	1. Auffüllung bis -0,60 m
3	2	2. Aushub bis -4,75 m	2	2. Auffüllung bis +2,80 m
4	3	Endaushub bis -8,0 m	3	1. Aushub bis -7,25 m
5	4	Bemessung „EFA“	4	2. Aushub bis -10,50 m
6	4	Bemessung „MFA“	5	3. Aushub bis -13,75 m
7	4	Bemessung „modified MFA“	6	Endaushub bis -17,00 m
8			7	Aktivierung Sunk 1 und Lasten
9			7	Bemessung „EFA“
10			7	Bemessung „MFA“
11			7	Bemessung „modified MFA“

An dieser Stelle wird darauf hingewiesen, dass für die Phasen, in denen der Ansatz mit reduzierten Scherparametern (MFA bzw. modified MFA) gewählt wird, die Bogenlängenmethode („Arc Length Control“) deaktiviert wird. Dies hängt damit zusammen, dass für die Methode in dem Programm ein Fehlerkriterium implementiert ist, welches besagt, dass maximal 5 Entlastungsschritte (StandardEinstellung) möglich sind. Die Reduktion der Scherparameter führt zu einer Änderung der zulässigen Spannungen (Grenzbedingung). Dadurch können entsprechende Punkte, die sich bereits vor der Reduktion nahe dem Grenzzustand befanden in den Grenzbereich rutschen. Weshalb die Möglichkeit eines frühzeitigen Abbruchs der Berechnungsphase besteht, weswegen eine Erhöhung der zulässigen Entlastungsschritte notwendig ist. Theoretisch ist es auch möglich, lediglich die Entlastungsschritte zu erhöhen und die Bogenlängenmethode aktiviert zu lassen. Es

hat sich jedoch in Vergleichsrechnungen gezeigt, dass die Deaktivierung der Methode praktikabler ist, da die maximal notwendigen Entlastungsschritte vor einer Berechnung nicht bekannt sind. Es sei zusätzlich darauf hingewiesen, dass die berechneten Verformungen im Rahmen einer Standsicherheitsanalyse mittels Scherparameterreduktion nicht realistisch sind, da sie einem Grenzzustand zugeordnet sind. Deswegen werden Verformungen des Systems in dieser Studie nicht betrachtet.

4 Berechnungsergebnisse und Diskussion

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Berechnungen dargestellt und erläutert. In Bild 3 sind die Biegemomente aus den verschiedenen Berechnungsvarianten für die beiden Systeme aufgetragen. Als Vergleich zu den numerischen Untersuchungen wurden die beiden Systeme analytisch mithilfe der Programmsoftware GGU-Retain entsprechend dem in der Praxis üblichen Nachweisverfahren DA2* bemessen, um die Ergebnisse mit der numerischen Berechnung gemäß EFA zu vergleichen. Für den Vergleich des numerischen Ansatzes MFA, wurde außerdem eine weitere analytische Berechnung der Systeme gemäß Nachweisverfahren DA3 durchgeführt. Bereits bei der Modellierung der Kaimauer wird ein Nachteil der analytischen Bemessungspraxis deutlich. Da das System der Kaimauer zunächst hinterfüllt und anschließend auf Solltiefe ausgehoben wird, ist nicht eindeutig, welcher Ansatz für die Erddruckumlagerung gemäß EAU (2020) (abgegrabene oder hinterfüllte Wand) gewählt werden muss. In der FEM ist der Erddruck hingegen das Ergebnis der Berechnung, sodass hier automatisch ein für die jeweilige Lastsituation adäquater Erddruckansatz resultiert. In der analytischen Berechnung wurde im vorliegenden Fall die Erddruckumlagerung für die abgegrabene Wand berücksichtigt.

4.1 Vergleich der numerischen Standsicherheitsnachweise (EFA und MFA)

Das Feldmoment infolge MFA ist im Vergleich zur Berechnung mit EFA größer und damit maßgebend. Dies ist damit begründet, dass durch die Abminderung der Scherfestigkeit des Bodens die Beanspruchung der Wand zunimmt. Auffällig ist allerdings, dass die Berechnung mit MFA sich beim System der Kaimauer im Vergleich zu EFA hinsichtlich des Momentenverlaufs weniger stark unterscheidet als beim System der Baugrube. Diese Beobachtung kann mit der vorhandenen Wandsteifigkeit im Verhältnis zur Erhöhung der Erddruckeinwirkung, die durch die Reduktion der Scherparameter entsteht, erklärt werden. Da die kombinierte Spundwand der Kaimauer ($EI = 1.095.423 \text{ kNm}^2/\text{m}$) eine ca. 15-fach größere Biegesteifigkeit im Vergleich zur Spundwand ($EI = 71.820 \text{ kNm}^2/\text{m}$) der Baugrube aufweist, fällt in diesem Fall die Reduktion der Scherparameter weniger stark ins Gewicht.

Im Gegensatz dazu gilt für das Einspannmoment, dass bei einer Berechnung gemäß EFA größere Momente resultieren als bei einer Berechnung nach MFA. Dies resultiert daraus,

dass zum einen durch die Abminderung der Scherfestigkeit im Erdwiderlagerbereich die Einspannwirkung verringert wird und zum anderen bei der Berechnung gemäß EFA das charakteristische Einspannmoment durch Faktorisierung vergrößert wird.

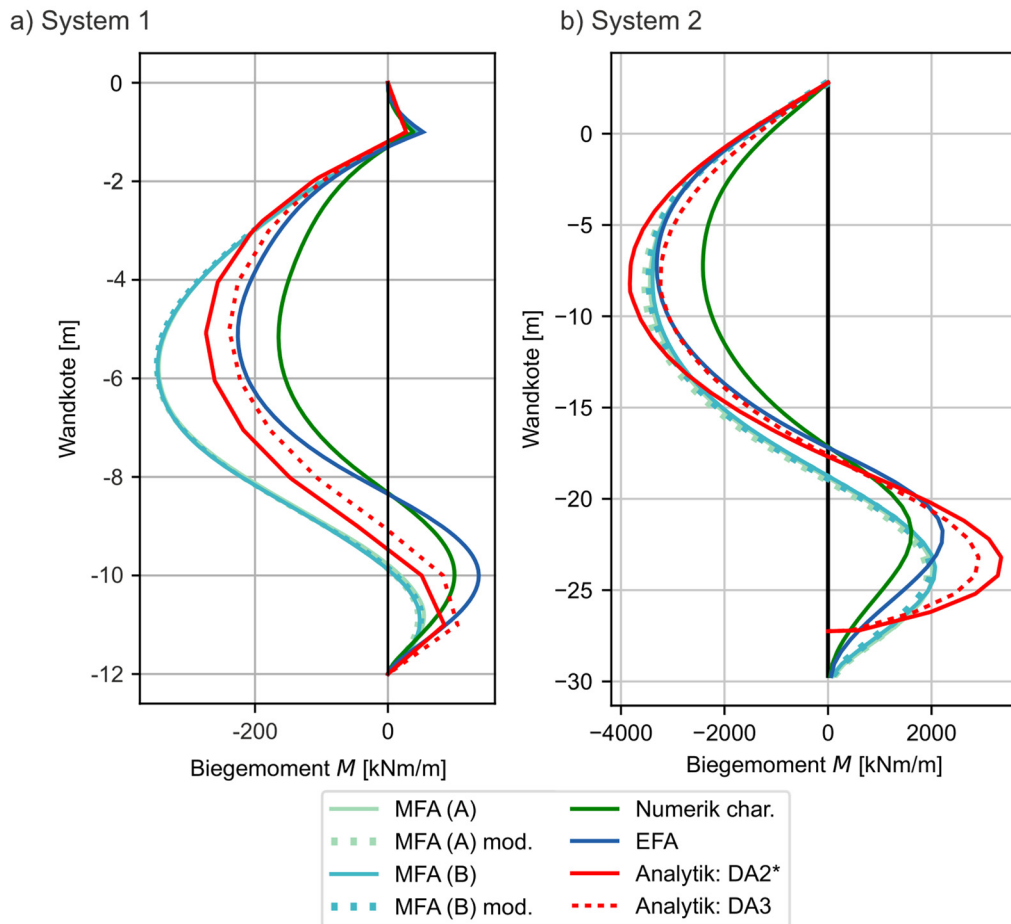


Bild 3 Auswirkungen der gewählten Nachweisvarianten auf die Biegebeanspruchung: a) ausgesteifte Baugrube, b) rückverankerte Kaimauer

Der Unterschied zwischen EFA und MFA ist somit systemabhängig. Bei der Kaimauer sind die Beträge der Biegemomente bei beiden Varianten ähnlich, aber die Lage der Momentenmaxima sind leicht verschoben. Bei der Baugrube sind hingegen größere Abweichungen festzustellen. Diese Abweichungen zwischen den Berechnungsergebnissen (MFA vs. EFA) sind vor allem am Wandfuß deutlich erkennbar. Dies hat je nach gewähltem Wandsystem ggf. bemessungsrelevante Auswirkungen. Beispielsweise sollte zur Bemessung einer Schlitzwand die Momentenumhüllende verwendet werden, damit die Lage der Bewehrung in der Schlitzwand entsprechend der möglichen Momentenverläufe gewählt wird. Somit kann nicht pauschal festgelegt werden, ob es ausreichend ist, lediglich eine numerische Bemessung entweder nach EFA oder MFA durchzuführen, oder ob ein Fall vorliegt, bei dem eine Berechnung nach beiden Verfahren anzustreben ist, um den maßgebenden Fall abzudecken. Dies muss zukünftig unter Betrachtung verschiedener Systeme weiter untersucht werden, um hierzu konkretere Aussagen treffen zu können.

4.2 Einfluss infolge Reduktion der Bodensteifigkeit

Eine parallele Reduktion der Baugrundsteifigkeit um einen entsprechenden Teilsicherheitsbeiwert (vgl. Bild 3 – „MFA (A) mod.“ bzw. „MFA (B) mod.“) führt aufgrund der geringeren Steifigkeit zu einer Schwächung der Einspannwirkung des Bodens im Erdwiderlagerbereich. Dadurch fällt das Einspannmoment geringer aus und das Feldmoment nimmt infolge der Momentenumlagerung zu. Allerdings liegen die Änderungen der Biegemomentenbeanspruchung für die hier untersuchten Systeme bei lediglich ca. 4 - 6%. Dies zeigt, dass trotz deutlich unterschiedlicher Wandsteifigkeiten die Auswirkungen einer Reduktion der Bodensteifigkeit vernachlässigbar gering sind.

4.3 Vergleich der Nachweisvarianten A und B

Eine Faktorisierung der Scherparameter bereits zu Beginn der Lasthistorie gemäß Nachweisvariante A hat im Vergleich zur Nachweisvariante B bei den hier untersuchten Systemen ebenfalls einen vernachlässigbaren Einfluss auf die Biegemomente. Diese Beobachtung würde die Anwendung der Nachweisvariante B unterstützen, um z. B. den Berechnungsaufwand infolge einer doppelten Berechnung in Nachweisvariante A einzusparen. Allerdings ist eine endgültige Aussage hierüber nicht möglich, da es sich im vorliegenden Fall um vergleichsweise einfache Bauabläufe handelt. Somit sind diesbezüglich weitere Variationsstudien erforderlich.

4.4 Vergleich numerische und analytische Berechnungsergebnisse

Bei einem Vergleich der numerischen zu den analytischen Berechnungsergebnissen (vgl. Bild 3) sind weiterhin die teilweise großen Abweichungen auffällig. Hierbei sticht vor allem die Abweichung am Wandfuß hervor. Diese starken Unterschiede im Momentenverlauf können auf die vereinfachte Abbildung der Wand als Trägermodell bzw. die Auflagerbedingungen am Wandfuß zurückgeführt werden. Durch die angesetzte Einspannwirkung nach Blum am Wandfuß wird das Biegemoment voraussichtlich überschätzt. Hierzu wird auf die Untersuchungen von Hettler et. al. (2006) verwiesen, wo die Gründe für die Abweichungen ausführlich diskutiert werden.

4.5 Einfluss des Schrägpfahls bei der Kaimauer

Neben den Momentenverläufen wird für das System Kaimauer zusätzlich der Einfluss des gewählten Nachweisverfahrens auf die Normalkraftverläufe im Schrägpfahl untersucht. Wie Bild 4 zeigt, liegen die Ergebnisse für die Normalkraft des Schrägpfahls im oberen Bereich relativ nah beieinander. Auch hier sind zunächst nur geringe Abweichungen zwischen den Nachweisvarianten A und B zu erkennen. Erst im unteren Bereich des

Schrägpfahls, wo der hauptsächliche Lastabtrag stattfindet, sind größere Abweichungen zwischen den Nachweisvarianten festzustellen. Für die Bemessung ist allerdings die maximale Zugkraft maßgebend, die im vorliegenden Beispiel als Ergebnis der numerischen Berechnungen in derselben Größenordnung wie die analytischen Berechnungsergebnisse liegt. Die Abweichungen am Pfahlkopf im Vergleich zur Analytik können durch den Bauablauf, d. h. die anfängliche Hinterfüllung der Kaimauer erklärt werden, die in der analytischen Berechnung nicht berücksichtigt wird.

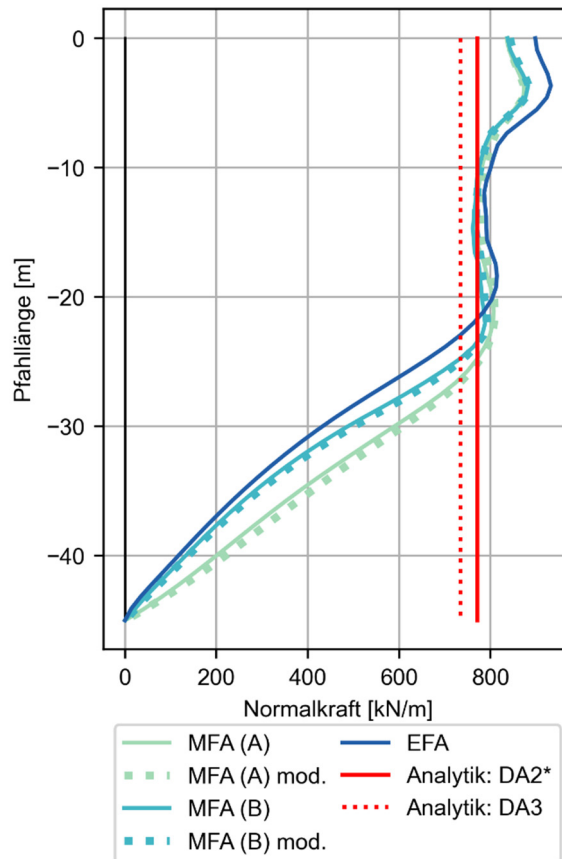


Bild 4 Auswirkungen der gewählten Nachweisvarianten auf die Normalkraft im Schrägpfahl der rückverankerten Kaimauer

5 Zusammenfassung

Die Untersuchung bezüglich der verschiedenen möglichen numerischen Nachweisverfahren (MFA und EFA) an einer Baugrube und einer Kaimauer hat gezeigt, dass allgemeine Aussagen über die Vor- und Nachteile der jeweiligen Verfahren nur schwer zu treffen ist, da das jeweilige Systemverhalten maßgeblich für die Ergebnisse ist. Nichtsdestotrotz lassen sich Tendenzen bezüglich der unterschiedlichen Verfahren feststellen. So scheint für das Biegemoment im Feldbereich der Ansatz gemäß MFA maßgebend zu sein, da die

Beanspruchung der Wand durch die Reduktion der Scherparameter und der daraus resultierenden Momentenumlagerung signifikant zunimmt. Im Bereich des Wandfußes führt hingegen der Ansatz gemäß EFA zu den maßgebenden Bemessungsmomenten, da bei diesem Verfahren die charakteristische Einspannwirkung bestehen bleibt und das charakteristische Einspannmoment zusätzlich durch entsprechende Teilsicherheitsbeiwerte vergrößert wird. Aufgrund dessen sollte beispielsweise für die Bemessung einer Schlitzwand die Momentenumhüllende aus MFA und EFA verwendet werden, da in diesem Fall die Lage der notwendigen Bewehrung relevant ist.

Darüber hinaus lässt sich aus dem Vergleich der untersuchten Konstruktionen schließen, dass die Unterschiede zwischen den Nachweisvarianten EFA und MFA stark systemabhängig sind. Die Verbauwand der Kaimauer weist im Vergleich zu der hier betrachteten Spundwand der Baugrube ein deutlich steiferes Verhalten auf. Aus diesem Grund führt die Scherparameterreduktion bei der Berechnung nach MFA zu geringeren Momentenumlagerungen in der Wand.

Abschließend konnte gezeigt werden, dass eine Reduktion der Bodensteifigkeit und die Wahl der Nachweisvariante für die hier betrachteten Systeme lediglich einen geringfügigen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse hat. Dies muss jedoch im Rahmen weitergehender Parameterstudien untersucht und verifiziert werden.

Literatur

Schanz, T., Vermeer, P. A., Bonnier, P. G. (1999)

The hardening soil model: formulation and verification in: Brinkgreve, R. B. J. [Hrsg.] Beyond 2000 in Computational Geotechnics. Boca Raton: Routledge, pp. 281–296.

Hettler, A.; Ortiz, S. V. & Mumme, B. (2006)

Berechnung von Baugrubenwänden mit verschiedenen Methoden: Trägermodell, nichtlineare Bettung, Finite-Elemente-Methode, Bautechnik, 83 (1), 35–45.

Benz, T. (2007)

Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences, Dissertation, Universität Stuttgart.

Brinkgreve, R. B. J., Engin, E., Engin, H. K. (2010)

Validation of empirical formulas to derive model parameters for sands in: Benz, T.; Nordal, S. [Hrsg.] Numerical Methods in Geotechnical Engineering. CRC Press, S. 137–142.

Eurocode 7

DIN EN 1997-2: 2010-10, Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrunds; Deutsche Fassung EN 1997-2:2007 + AC:2010, Berlin: Beuth Verlag GmbH.

Brinkgreve, R. B. J.; Post, M. (2013)

On the use of finite element models for geotechnical design in Grabe, J. [Hrsg.] Bemessen mit numerischen Methoden. Hamburg: TU Hamburg-Harburg Inst. für Geotechnik und Baubetrieb, pp. 111–122.

Herten, M. (2015)

EC7 - Which design approach is appropriate for numerical methods? in: Winter, M. G.; Smith, D. M.; Eldred, P. J. and Toll, D. G. [Hrsg.] Geotechnical Engineering for Infrastructure and Development. ICE Publishing, pp. 3899–3904.

Lees, A. S. (2017)

Use of geotechnical numerical methods with Eurocode 7, Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Engineering and Computational Mechanics, 170 (4), 146–53.

Lees, A. S. (2019)

Tomorrow's geotechnical toolbox: EN 1997-1:202x: Numerical methods, in Geotechnical engineering, foundation of the future. Conference proceedings. Reykjavik: The Icelandic Geotechnical Society.

Brinkgreve, R. B.J., Kumarswamy, S., Swolfs, W. M. (2020)

PLAXIS 2D CONNECT Edition V20 Manual.

EAU (2020)

Empfehlungen des Arbeitsausschusses "Ufereinfassungen": Häfen und Wasserstraßen EAU 2020, 12. Aufl., Berlin: Ernst & Sohn.

von Wolffersdorff, P.-A.; Henke, S. (2021)

Möglichkeiten und Grenzen numerischer Methoden in der Geotechnik, Bautechnik, 98 (9), 687–703.

Bewertung von Hebungen bei im Düsenstrahlverfahren hergestellten Unterfangungen

Dr.-Ing. Hursit Ibuk

BAUER Spezialtiefbau GmbH

Dipl.-Ing. Paul Pandrea

Keller Holding GmbH

Matthias Wagner, M.Sc., Dr.-Ing. Anne Heisig

Professur für Mineral Construction Materials, TUM School of Engineering and Design, TU München

1 Einleitung

Das Düsenstrahlverfahren (DSV) ist ein seit vielen Jahrzehnten bewährtes Bauverfahren, auch aufgrund seiner Vielseitigkeit zur Lösung komplexer geotechnischer Bauaufgaben. Dem trägt mittlerweile auch die Normung Rechnung, die mit nationalen (DIN 4093:2015 - 11) und europäischen Regelwerken (EN 12716:2019-03) sowohl die Bemessung als auch die Ausführung vollumfänglich regelt, so dass in naher Zukunft auch keine allgemeinen Bauartgenehmigungen des DIBt mehr erforderlich sein werden. In seltenen Einzelfällen aufgetretene, aber dann relevante Hebungen von im DSV unterfangenen Fassaden oder anderen Bauwerken wurden aber zum Anlass für eine erste wissenschaftlich basierte Ursachenanalyse genommen.

Beim Düsenstrahlverfahren löst ein energiereicher Flüssigkeitsstrahl die Bestandteile aus dem Bodengefüge und vermischt diese dabei gleichzeitig mit einer Bindemittelsuspension, meist der Flüssigkeit des Schneidstrahles selbst, wobei in Abhängigkeit der verfahrenstechnischen Parameter immer auch ein signifikanter Teil des Bodenvolumens durch Suspension ersetzt wird. In Analogie zu Beton bilden die im DSV-Körper verbleibenden Bodenbestandteile die Gesteinskörnung im DSV-Bodenmörtel, der nach dem Erhärten ein Material mit einer messbaren Druckfestigkeit ist. In der Systematik des zukünftigen Eurocode 7 Teil 3 Abschnitt 11 gehören die so hergestellten Baugrundverbesserungen der Klasse AII an („Ground improvement zone with unconfined compressive strength“), siehe Tabelle 1.

Tabelle 1 Klassifizierung der Bodenverbesserung
(Table 11.1 in prEN 1997-3, Draft October 2021)

Class	Family	
	A - Diffused	B - Discrete
I	AI - Diffused with no unconfined compressive strength The improved ground has an increased shear strength higher than that of the original ground. The improved ground can be modelled as a ground with improved properties.	BI - Discrete with non-rigid inclusions Inclusions, installed in the ground, with higher shear capacity and stiffness compared to the surrounding ground. The unconfined compressive strength of the inclusion is not measurable.
II	AII - Ground improvement zone with unconfined compressive strength The improved ground is modified from its' original natural state, has a measurable unconfined compressive strength and is significantly stiffer than the surrounding ground. Usually, it comprises a composite of a binder and ground.	BII - Discrete with rigid inclusions Rigid inclusions, installed in the ground, with unconfined compressive strength significantly stiffer than the surrounding ground. The inclusions can be an engineered material such as timber, concrete/grout or steel or a composite of a binder and ground.

Ein wesentliches Verfahrensmerkmal und Vorteil des Düsenstrahlverfahrens liegt darin, dass aus einer vergleichsweise kleinen Bohrung heraus große Elementabmessungen von mehreren Metern hergestellt werden können, was das Verfahren unter anderem auch für die Herstellung von Unterfangungen als ein wasserdichtes Verbausystem besonders geeignet macht.

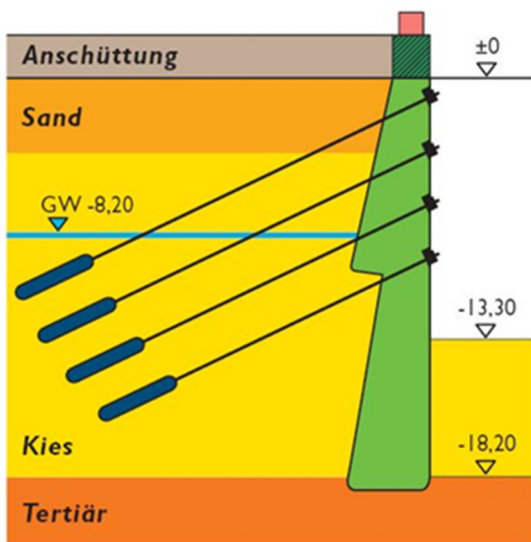


Bild 1 Mehrfach rückverankerter DSV-Unterfangungskörper in einer Baugrube

Ein wesentlicher Vorteil dieser Bauweise für eine Unterfangung (Bild 1) besteht darin, dass diese gleichzeitig als Verbauwand genutzt werden kann, die direkt unterhalb der zu sichernden Nachbarbebauung liegt und keinen Platz innerhalb der Baugrube benötigt.

In seltenen Einzelfällen wurden einige Zeit nach der Herstellung der Unterfangung unplanmäßige Hebungen an den unterfangenen Bauwerken festgestellt. Diese kamen nach wenigen Wochen zum Stillstand und ihr Ausmaß beeinträchtigte zu keiner Zeit die Standicherheit der Bauwerke. Ihre Ursache ließ sich jedoch zunächst nicht erklären. Es konnte in den wenigen bekannten Fällen jeweils sicher ausgeschlossen werden, dass die Hebungen unmittelbar aus der Herstellung der Säulen herrührten. Eine ingenieurtechnische Bewertung der Beobachtungen legte die Vermutung nahe, dass es sich dabei um Treiberscheinungen im Bodenmörtel der DSV-Unterfangungskörper handelte. Diese waren auf Grund des vorliegenden Chemismus von Boden und Grundwasser jedoch nicht zu vermuten, da die Gehalte der für einen chemischen Angriff in Frage kommenden Ionen, insbesondere diejenigen für Sulfate, unterhalb der in DIN 4030-1:2008-06 angegebenen Grenzen lagen. Dies veranlasste die Firmen Keller Grundbau und Bauer Spezialtiefbau die möglichen Ursachen dieser Hebungen näher zu untersuchen. Nach einer exemplarischen Darstellung von aufgetretenen Hebungen in der Praxis werden im Folgenden die an der TU München durchgeführten Untersuchungen und die daraus gewonnenen Erkenntnisse zur Ursachenfindung der Hebungen dargestellt.

2 Hebungsfälle in der Praxis

Unerwartete Hebungen, wie die oben beschriebenen, werden in der Praxis messtechnisch in der Regel nur und auch erst ab dem Zeitpunkt kontinuierlich verfolgt und dokumentiert, wenn die Hebung offensichtlich wird, und bei entsprechender Relevanz für die konkrete Bauaufgabe bzw. die Umgebung. Treiberscheinungen oder Hebungen, die ohne beeinträchtigende Folgen sind, bleiben folglich undokumentiert und verborgen.

Exemplarisch wird im Folgenden von messtechnisch erfassten Hebungen berichtet, die sich mutmaßlich infolge der im DSV-Verfahren hergestellten Unterfangung unter einer Giebelwand (Bild 2) einstellten.



Bild 2 Mit DSV hergestellte Unterfangung einer Giebelwand mit Höhenmesspunkten H1, H2 und H3 (rote Kreuze) nach Aushub der Baugrube

Die Höhenmesspunkte H1, H2 und H3 wurden im Vorfeld der DSV-Arbeiten an die zu unterfangende Giebelwand angebracht. Im Anschluss daran wurden die Höhen dieser Punkte vermessungstechnisch bestimmt, die bei den Folgemessungen als Referenz dienten (Bild 2).

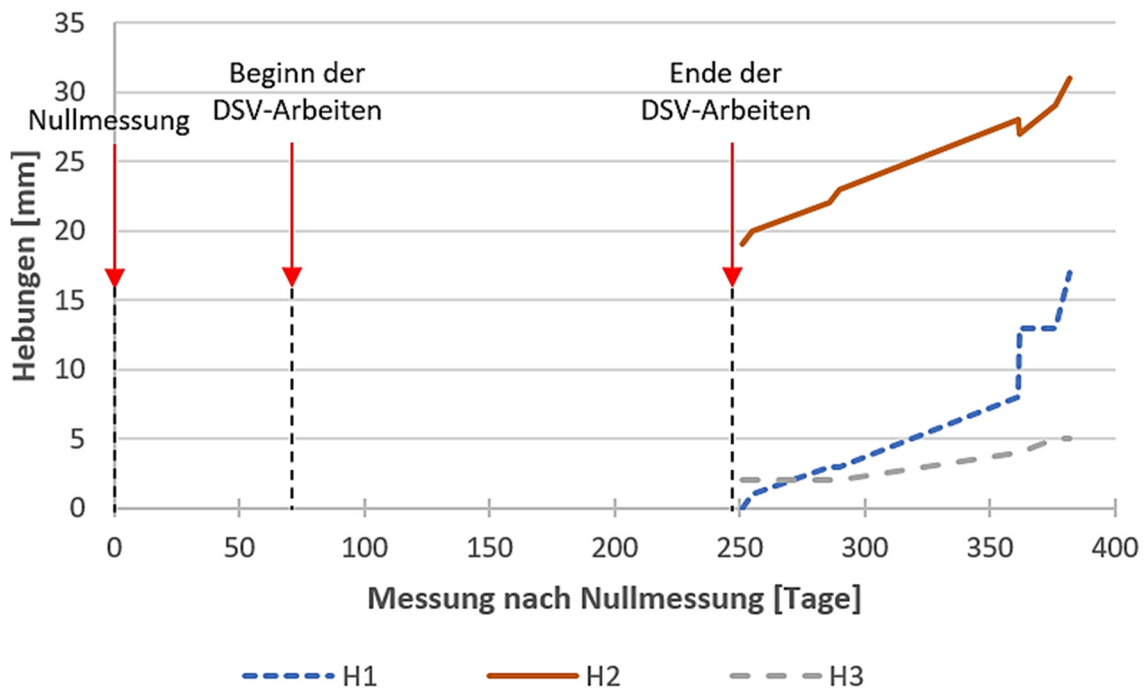


Bild 3 Ausführungszeitraum der DSV-Bodenmischkörpern unter Giebelwand und Aufzeichnungsdaten zur Hebung nach ersten Hebungsanzeichen

Nach Abschluss der DSV-Arbeiten unter der dargestellten Giebelwand (Bild 2) wurden augenscheinlich u.a. Risse im Mauerwerk als Folge von möglichen Hebungen festgestellt. Unmittelbar im Anschluss wurden durch erste Folgemessungen signifikante Veränderungen (rd. 19 mm) in der Höhe des Messpunktes H2 ausgemacht (Bild 3), während zeitgleich bei H1 zunächst keine bzw. H3 wesentlich geringere Hebungen festzustellen waren. Die Unterschiede in den beobachteten Hebungen führten mit hoher Wahrscheinlichkeit zur Rissbildung im Mauerwerk. Im folgenden Zeitraum stiegen die Hebungen bei H1 und H2 mit ähnlicher Hebungsrate an. Im Vergleich dazu lag die Hebung bei H3 im Beobachtungszeitraum auf niedrigerem Niveau.

Die stark zeitverzögerten Hebungen traten teilweise mehrere Wochen nach Herstellung der Unterfangung ein. Daher wurden Treiberscheinungen infolge zeitabhängiger chemischer Umwandlungsprozesse im Bodenmörtel des DSV-Körpers als eine mögliche Ursache vermutet. Ein klassisches „Sulfatreiben“ wurde nicht vermutet, da die Sulfatkonzentrationen im Bereich der Unterfangung unter den in der in DIN 4030-1:2008-06 angegebenen Grenzen für XA1 nach DIN EN 206 lagen. Weiterhin wird vermutet, dass die lokalen Verhältnisse der einzelnen DSV-Bodenmischkörper unter dem Giebel die Ausprägung der Hebung beeinflussten.

Die Interaktion zwischen Baugrund und DSV-Körper sowie die Größe der Auflast durch das unterfangene Bauteil dürften für die Ausprägung der Hebungen ebenso eine Rolle spielen wie die baustofflichen Einflussgrößen. Diese sind neben dem Wassergehalt, dem eingemischten Boden, der Zementart und dem ausgebildeten Gefüge des Bodenmörtels weiter auch von außen eindringendem Grundwasser mit ggf. reagierenden Inhaltsstoffen.

2.1 Untersuchungen an Bohrkernen aus verfestigten Bodenmischkörpern

Zur Beschreibung und Interpretation des Schadensbildes in den verfestigten Bodenmischkörpern, bei welchen Hebungen beobachtet worden waren, wurden mineralogische Untersuchungen an Bohrkernen aus den betroffenen Bodenmischkörpern durchgeführt. Der Bestand an kristallinen Phasen wurde mittels Röntgendiffraktometrie (XRD) bestimmt. Durchschnittsproben aus den Bohrkernen wurden jeweils mittels einer Kugelmühle in Isopropanol auf eine Korngröße $< 32 \mu\text{m}$ gemahlen. Die Messung erfolgte mit einem Bruker D8 Advance Diffraktometer mittels $\text{CuK}\alpha$ -Strahlung ($\lambda = 1,54 \text{ \AA}$, $U = 40 \text{ kV}$, $I = 40 \text{ mA}$) in θ - θ Konfiguration mit einer automatischen Divergenzblende und einem rotierenden Probenträger. Die Detektion erfolgte durch einen LynxExe XE-T Siliciumstreifendetektor. Die Messung erfolgte in einem Winkelbereich von 5 - $70^\circ 2\theta$ mit einer Schrittweite von $0,02^\circ 2\theta$ und einer Messzeit von $0,2 \text{ s/Schritt}$. Aus Bohrkernsegmenten wurden des Weiteren jeweils nicht abgedeckte Dünnschliffe ($50 \text{ mm} \times 50 \text{ mm}$, poliert mit $1 \mu\text{m}$ Diamantsuspension) wasserfrei präpariert, um mikroskopische Untersuchungen durchführen zu können. Die elektronenmikroskopische Untersuchung (REM) erfolgte mit einem Hitachi FlexSEM 1000 bei einer Beschleunigungsspannung von 15 kV und einem

Arbeitsabstand von etwa 10 mm. Der Probenkammerdruck betrug 30 Pa, für die Erstellung der REM-Aufnahmen wurden Rückstreuerelektronen detektiert. Für die energiedispersive Röntgenspektroskopie (EDX) wurde ein Oxford AZtecOne Si-Driftdetektor (30 mm²) verwendet.

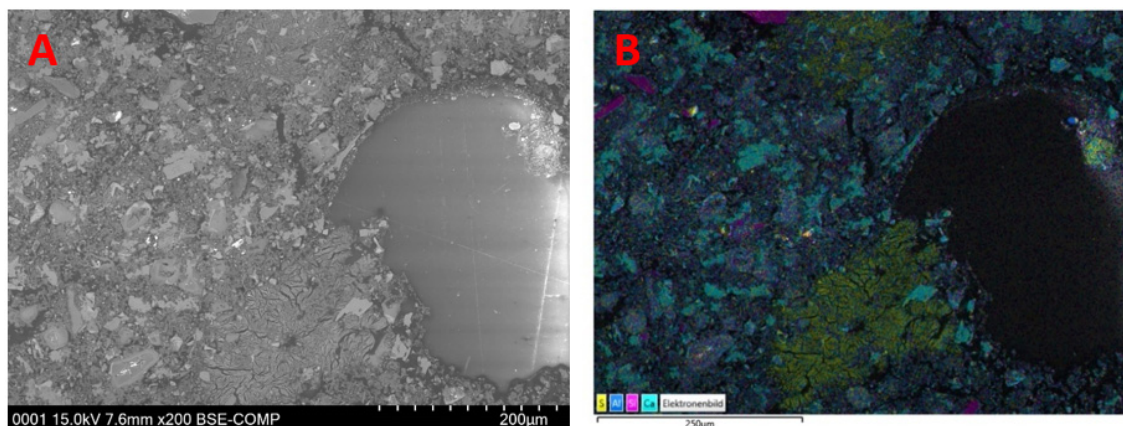


Bild 4 REM/EDX-Aufnahmen an einem Dünnschliff aus einem Bohrkernsegment eines verfestigten Bodenmischkörpers. A: REM-Aufnahme (Rückstreuerelektronen). B: Überlagerungsbild von REM-Aufnahme und den EDX-Elementverteilungskarten für Aluminium, Schwefel, Calcium und Silicium. Eine mutmaßliche Ettringitneubildung (gelb) stößt von unten links in die abgebildete Luftpore (schwarz).

Im Fall eines Bohrkernsegments, welches einen vergleichsweise hohen Volumenanteil an Bindemittel am Gesamtgefüge aufwies, konnte neben Ettringit das gleichzeitige Vorhandensein von signifikanten Mengen Portlandit und Hydrogrossular festgestellt werden. Das Vorhandensein von Hydrogrossular kann auf sehr hohe frühe Hydratationstemperaturen hinweisen [Garbev 2003], welche durch einen hohen Volumenanteil von klinkerreichen Bindemitteln im System begünstigt werden. Das röntgendiffraktometrisch nachgewiesene Ettringit könnte daher zumindest teilweise durch eine späte Ettringitbildung (engl. delayed ettringite formation, DEF, siehe [Heinz 1986, Taylor 2001]) gebildet worden sein. Die REM/EDX-Untersuchung ergab, dass die Bindemittelmatrix Risse aufwies, die teilweise mit einer Mineralphase verfüllt waren, die im Vergleich zur Bindemittelmatrix einen stark erhöhten Schwefelgehalt bei gleichzeitiger Anwesenheit von Calcium und Aluminium enthielt. Bei diesen Verfüllungen handelt es sich mutmaßlich um Ettringit ($3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot 3\text{CaSO}_4 \cdot 32\text{H}_2\text{O}$), da Ettringit auch in der Röntgendiffraktometrie sicher nachgewiesen wurde. Die Anreicherung einer Mineralphase in Rissen, einhergehend mit einer deutlich höheren Schwefelkonzentration in den Rissen im Vergleich zur Bindemittelmatrix, ist ein Indiz für eine sekundäre Ettringitbildung, da der Schwefelgehalt aus der primären Ettringitbildung gleichmäßig im Bindemittel verteilt sein müsste. Ähnliche mikroskopische Befunde sind für großvolumige Ortbetonkörper beschrieben, bei denen eine hohe frühe Hydratationstemperatur zu einer späten Ettringitbildung führte [Hobbs 1999]. An einer Luftpore konnte beobachtet werden, dass der ursprüngliche Rand der Luftpore wahrscheinlich durch die benachbarte Ettringitanreicherung in die Luftpore

hinein verschoben wurde (Bild 4), was auf eine treibende Wirkung der sekundären Ettringitbildung hinweist. Es konnte außerdem beobachtet werden, dass Risse in der Bindemittelmatrix von örtlichen Ettringitanreicherungen ausgehen (Bild 5), was ebenfalls ein Indiz für eine treibende Wirkung dieser Ettringitbildungen ist. Ferner wurden Ettringitanreicherungen auch in der unmittelbaren Umgebung von Gesteinskörnern beobachtet (Bild 5).

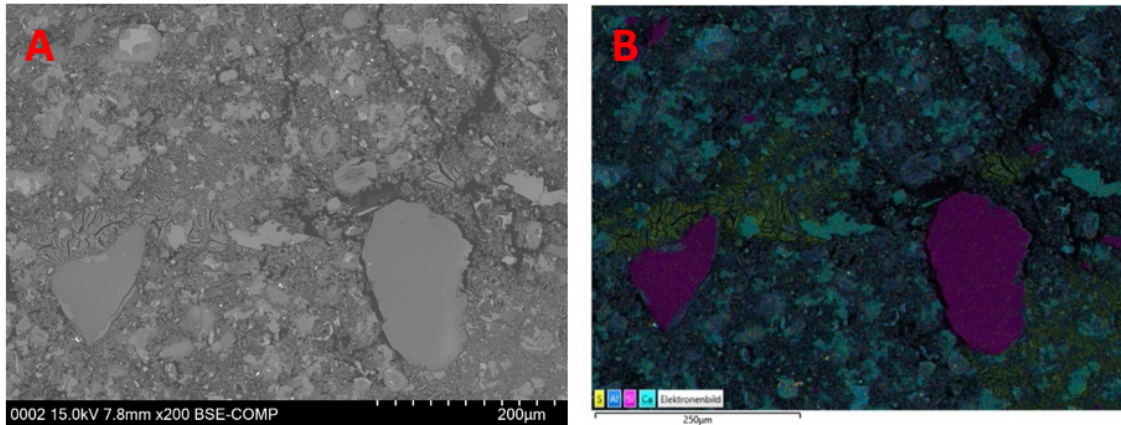


Bild 5 Abb. 3.3: REM/EDX-Aufnahmen an einem Dünnschliff aus einem Bohrkernsegment eines verfestigten Bodenmischkörpers.
A: REM-Aufnahme (Rückstreuelektronen).
B: Überlagerungsbild von REM-Aufnahme und den EDX-Elementverteilungskarten für Aluminium, Schwefel, Calcium und Silicium.

2.2 Laborversuche

Zur Untersuchung des Einflusses hoher früherer Temperaturen auf die Dehnung von Bodenmörteln wurden Laborversuche an Mörtelprismen (40 mm x 40 mm x 160 mm) durchgeführt. Der Einfluss der Portlandzementzusammensetzung und frühen Hydratationstemperatur wurde durch Dehnungsmessungen an Prismen aus einem modellierten DSV-Bodenmörtel untersucht. Der Bodenmörtel setzte sich aus Bindemittelsuspension (Bindemittel + Leitungswasser, $w/b = 1,0$) und Modellboden (Grundwasser + Boden, Wassergehalt 3 M.-%) im Massenverhältnis von 1:2 zusammen. Zur Herstellung des Bodenmörtels wurde der jeweilige Boden in einem Eimermischer vorgelegt und die Bindemittelsuspension anschließend in den Boden eingebracht und für 60 s gemischt. Nach Befüllen der Formen wurde der Bodenmörtel für 20 s verdichtet. Maßgeblich für die Zusammensetzung der Lagerungslösung und die Bodenzusammensetzung waren die Analyseergebnisse eines Bauvorhabens, bei welchem Hebungen von verfestigten Bodenmischkörpern beobachtet worden waren. Da bei der vorliegenden Anwendung des Düsenstrahlverfahrens mit hohen frühen Hydratationswärmebeiträgen zu rechnen ist, wurden die Probekörper während der ersten 24 h bei 20 °C (Referenz) und 90 °C im Wasserbad gelagert und anschließend ausgeschalt. Anschließend wurden alle Proben bei 20 °C in Leitungswasser oder künstlichem Grundwasser gelagert. Die Lagerungslösung wurde alle 14 d erneuert. Um den Einfluss der mineralogischen Zusammensetzung des Bodens zu berücksichtigen

(vgl. [Weidle 2019]), wurde der Einfluss des beteiligten Bodens mit einem sulfatfreien Quarzsand verglichen.

Die Ausgangsstoffe und Bodenmörtelprismen wurden analog zur Beschreibung in Kap. 3.1 mittels XRD und REM/EDX (nur Bodenmörtelprismen) untersucht. Des Weiteren wurde die chemische Zusammensetzung der Ausgangsstoffe mittels optischer Emissionsspektroskopie (ICP-OES) bestimmt. Die Proben wurden dazu jeweils mittels Lithiummetaborat aufgeschlossen. Die Massenanteile der chemischen Hauptbestandteile wurden mittels eines PerkinElmer Avio 500 bestimmt.

Als Bindemittel wurde ein CEM I 42,5 R („OPC R“) verwendet, dessen chemische Zusammensetzung in Tabelle 2 und mineralogische Zusammensetzung in Tabelle 3 aufgeführt sind. Zu Vergleichszwecken wurde ein CEM I 42,5 R-SR 3 („OPC R-SR“) verwendet, da für dieses Bindemittel eine mutmaßliche späte Ettringitbildung reduziert sein sollte [Kelham 2002]. Der verwendete Portlandzement OPC R ist ein Bindemittel, welches zuvor zur Herstellung von verfestigten Bodenmischkörpern verwendet wurde, bei welchen Hebungen beobachtet werden konnten. Mit einem Alkaligehalt von 1,24 M.-% (Na₂O-Äquivalent) kann der verwendete Zement nach [Kelham 2002] eine mögliche Neigung zur sekundären Ettringitbildung aufweisen, wenn während der frühen Hydratation Temperaturen von über 80 °C erreicht werden, obwohl der C₃A-Gehalt mit 6,5 M.-% vergleichsweise niedrig ist.

Als Lagerungslösung wurde eine Natriumsulfatlösung ($\beta(\text{SO}_4^{2-}) = 583 \text{ mg/l}$) verwendet (Expositionsklasse XA1, DIN 4030-1:2008-06), da diese Sulfatkonzentration in Grundwasserproben eines Bauvorhabens, bei welchem Hebungen in verfestigten Bodenmischkörpern beobachtet wurden, bestimmt wurde.

Tabelle 2 Chemische Zusammensetzung (ICP-OES, Glühverlust gravimetrisch) des verwendeten CEM I 42,5 R („OPC R“, alle Angaben in M.-%)

Glühverl	Na ₂ O	K ₂ O	CaO	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	MgO	BaO	SrO	TiO ₂	MnO	ZnO	Cr ₂ O ₃	P ₂ O ₅	SO ₃
2,96	0,49	1,14	63,16	19,72	4,50	2,67	2,12	0,02	0,44	0,26	0,03	0,03	0,02	0,29	3,46

Tabelle 3 Mineralogische Zusammensetzung (XRD) des verwendeten CEM I 42,5 R („OPC R“, alle Angaben in M.-%, n.n. = nicht nachgewiesen)

C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Gips	Bassanit	Anhydrit	Freikalk	Periklas	Quarz	Calcit	Arcanit
64	12	6,5	8,5	n.n.	n.n.	2	1	2	n.n.	3	1

Durch die Messung der Dehnung von Bodenmörtelprismen konnte festgestellt werden, dass in sulfathaltigem Wasser ($\beta(\text{SO}_4^{2-}) = 583 \text{ mg/l}$) gelagerter Bodenmörtel, welcher mit OPC R hergestellt wurde, auch bei Verwendung eines sulfatfreien Quarzsandes innerhalb von wenigen Monaten expandieren kann, falls er in den ersten 24 h nach Herstellung bei 90°C gelagert wurde (Bild 6, rot). Bei Verwendung eines Bindemittels mit erhöhtem Sulfatwiderstand (OPC R-SR) trat diese Expansion nicht auf (Bild 6). Die Versuche bestätigen die Einschätzung, dass OPC R trotz mäßigen C_3A -Gehalts aufgrund seines erhöhten Alkaligehalts anfällig für eine späte Ettringitbildung sein kann, wenn die frühe Hydratationstemperatur 80°C überschreitet [Kelham 2002].

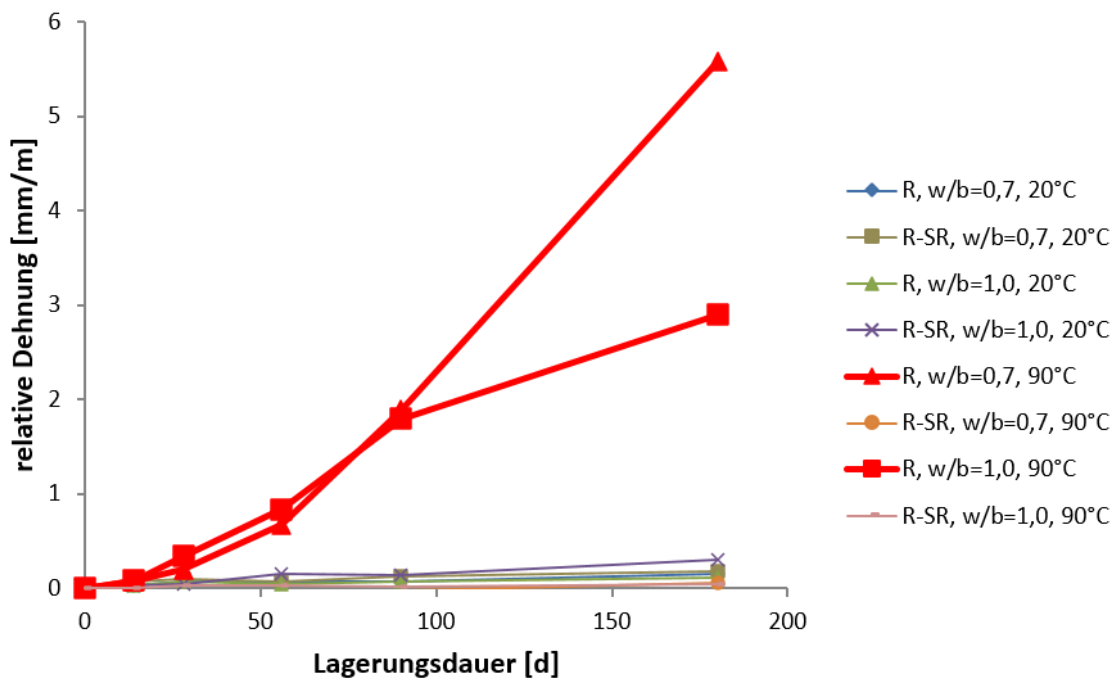


Bild 6 Relative Dehnung von Mörtelprismen (Gesteinskörnung Quarzsand) nach Lagerung in einer Sulfatlösung (583 mg/l). Signifikante Dehnungen wurden für Proben beobachtet, die mit Bindemittel OPC R hergestellt wurden und in den ersten 24 h nach Herstellung bei 90°C gelagert wurden.

In einer weiteren Versuchsserie mit Prismen aus Modellbodenmörtel, welche mit OPC R hergestellt wurden, wurde als Lagerungslösung eine Grundwasserzusammensetzung des von Hebungen betroffenen Bauvorhabens vollständig nachgestellt (Tabelle 4), um den Einfluss eines zusätzlichen Sulfateintrags aus dem Grundwasser nachzubilden.

Des Weiteren wurde Bodenmaterial des o.g. Bauvorhabens als Gesteinskörnung verwendet, welches einen SO_3 -Gehalt von 0,3 M.-% - innerhalb der Regelanforderungen an Gesteinskörnung nach DIN 1045-2 - aufwies. Die Ergebnisse der Dehnungsmessungen zeigten, dass Proben, welche mit sulfathaltigem Boden hergestellt wurden, eine höhere Dehnung aufweisen können und der Sulfateintrag aus der Lagerungslösung (Grundwasser) diesen Effekt verstärken kann (Bild 7).

Tabelle 4 Chemische Zusammensetzung (ICP-OES, HCO_3^- indirekt aus Ladungsbilanz, pH-Wert potentiometrisch) der Grundwasserprobe, welche maßgeblich für die Herstellung der Lagerungslösung war (alle Angaben in mg/l, pH-Wert dimensionslos)

	pH	Na^+	K^+	Ca^{2+}	Mg^{2+}	Al^{3+}	Fe^{3+}	$\text{Si}(\text{OH})_4$	Cl^-	NO_2^-	NO_3^-	PO_4^{3-}	SO_4^{2-}	HCO_3^-
GW	7,8	10,5	19,2	379	13,8	0,07	0,01	28,9	34,9	0,01	48,6	0,21	523	487

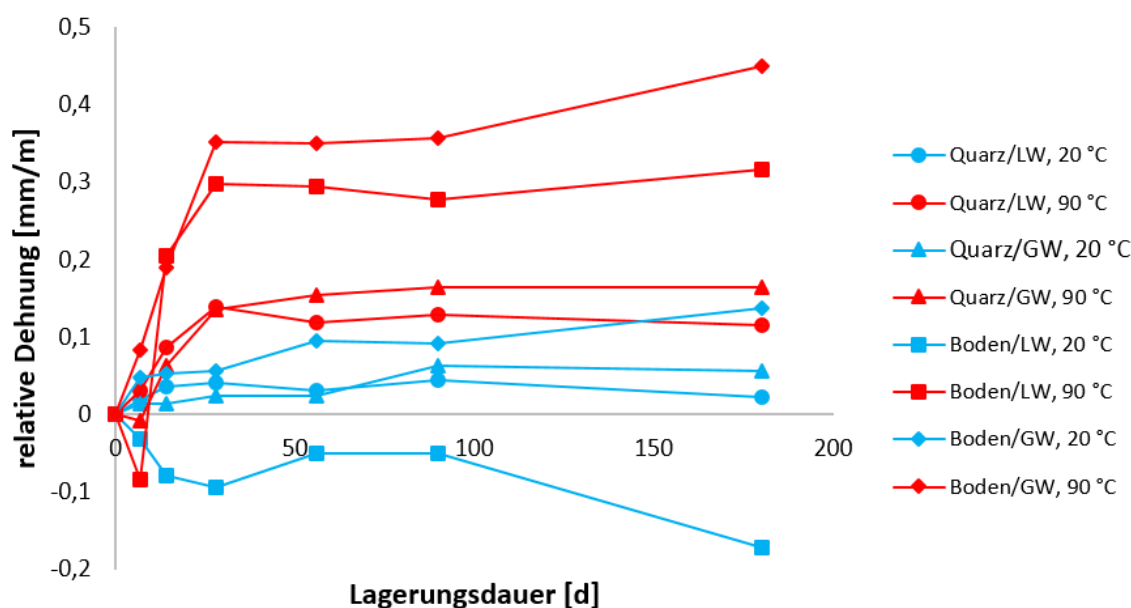


Bild 7 Relative Dehnung von Bodenmörtelprismen ($w/b = 1,0$, mit Quarzsand („Quarz“) oder Bodenprobe („Boden“) als Gesteinskörnung) nach Lagerung in künstlichem Grundwasser („GW“, vgl. Tabelle 4) oder in Leitungswasser („LW“). Sulfateintrag aus Boden und Lagerungslösung können die freie Dehnung verstärken; eine erhöhte frühe Hydratationstemperatur ist aber wahrscheinlich eine notwendige Bedingung.

Das Vorhandensein einer hohen frühen Hydratationstemperatur (90 °C) scheint jedoch trotzdem eine notwendige Bedingung für das Auftreten von signifikanten Dehnungen zu sein, da nur nach hohen frühen Hydratationstemperaturen eine späte Ettringitbildung im Sinne einer DEF einsetzen kann. Die Bildung von sekundärem Ettringit bei Raumtemperatur durch externen oder internen Sulfateintrag ist mechanistisch davon zu unterscheiden.

3 Zusammenfassung und Gesamtbeurteilung

Bei vereinzelt Bauaufgaben der Unterfangung von Bauwerken mit DSV-Bodenmischkörpern wurden Hebungen beobachtet, die mit Treiberscheinungen im hergestellten Bo-

denmörtel in Verbindung gebracht wurden. Exemplarische Untersuchungen an Bohrkernproben aus solchen Unterfangungskörpern und Laboruntersuchungen wurden durchgeführt.

Die Untersuchung der mineralogischen Zusammensetzung von Bohrkernen aus einem von Hebungen betroffenen verfestigten Bodenmischkörper zeigten, dass neben Ettringit gleichzeitig Portlandit und signifikante Mengen Hydrogrossular vorlagen, was darauf hinweist, dass während der frühen Hydratation des Portlandzements sehr hohe Temperaturen vorgelegen haben könnten [Garbev 2003]. Dies korreliert mit einem hohen Volumenanteil an Bindemittelstein im untersuchten Bohrkernsegment. Die elektronenmikroskopische Untersuchung der Struktur der Bindemittelmatrix ergab, dass Ettringit in lokalen Anreicherungen vorliegt und daher wahrscheinlich sekundär gebildet wurde. Die Ettringitanreicherungen waren örtlich mit Rissbildungen assoziiert, was darauf hinweist, dass die mutmaßliche späte Ettringitbildung im untersuchten verfestigten Bodenmischkörper treibend gewirkt haben könnte.

Laborversuche an Modellbodenmörteln zeigten, dass Dehnungen in mit Portlandzement hergestellten Bodenmörteln beobachtet werden können, wenn die Proben während der ersten 24 h nach Herstellung einer Temperatur von 90 °C ausgesetzt waren. Die Dehnungen konnten bei Bodenmörteln, welche mit einem SR3-Portlandzement hergestellt wurden, nicht reproduziert werden. Dies weist darauf hin, dass eine treibende späte Ettringitbildung in verfestigten Bodenmischkörpern durch eine optimierte Auswahl des Bindemittels möglicherweise vermieden werden könnte.

Die neuen Erkenntnisse können aktuell lediglich als mögliche Indizien für aufgetretene Hebungen gelten, erlauben auf dem aktuellen Stand daher keine Ableitung allgemeiner Ausführungsregeln oder speziell eine Einschränkung bei der Bindemittelauswahl zukünftiger Projekte. Weitere wissenschaftliche Untersuchungen zum Einfluss der Bodenmörtelzusammensetzung von DSV-Unterfangungskörpern und speziell der mineralogischen Zusammensetzung der zu verwendenden Bindemittel könnten den Wissensstand aber verbessern.

Das Düsenstrahlverfahren bietet für Unterfangungen i.d.R. nicht nur die bevorzugte, sondern oft auch die einzige bautechnisch umsetzbare Ausführungsmöglichkeit dar. Im Einzelfall wären zur Vermeidung oder Begrenzung der in diesem Beitrag dargelegten Phänomene besondere Maßnahmen bereits in der frühen Entwurfsplanung zu berücksichtigen. Allerdings fehlen für konkrete Empfehlungen bisher maßgebliche Parameter und Anforderungen. Auf Basis weiterer durchzuführender wissenschaftlicher Untersuchungen und umfassender baustoff- und messtechnischer Begleitung entsprechender Baumaßnahmen könnte diese Kenntnislücke geschlossen werden.

Literatur

Garbev, K. (2003)

Struktur, Eigenschaften und quantitative Rietveldanalyse von hydrothermal kristallisierten Calciumsilikathydraten (C-S-H-Phasen), Dissertation, Naturwissenschaftlich-Mathematische Gesamtfakultät, Ruprecht-Karls-Universität Heidelberg, 2003

Heinz, D. (1986)

Schädigende Bildung ettringitähnlicher Phasen in wärmebehandelten Mörteln und Betonen, Dissertation, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule Aachen, 1986

Hobbs, D. W. (1999)

Expansion and Cracking in Concrete Associated with Delayed Ettringite Formation, American Concrete Institute Symposium Paper 177, 1999, 159 – 182

Kelham, S. (2002)

Effects of Cement Parameters on Expansion Associated with DEF, International RILEM TC 186-ISA Workshop on Internal Sulfate Attack and Delayed Ettringite Formation, Villars (Schweiz), 2002

Taylor, H. F. W., Famy, C., Scrivener, K. L. (2001)

Delayed ettringite formation, Cement and Concrete Research 31, 2001, 683 – 693

Weidle, A. (2019)

Untersuchungen zur schädigenden Ettringitbildung bei der Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln in tonmineralhaltigen Böden, Dissertation, Technische Universität Darmstadt, 2019

**Mitteilungen des Institutes für Geotechnik
der Technischen Universität Darmstadt**

**Mitteilungen der Versuchsanstalt für Bodenmechanik und Grundbau der
TH Darmstadt**

Hrsg.: o. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth

- Nr. 1 Beitrag zur Berechnung von Gründungsbalken und einseitig ausgesteiften Gründungsplatten unter Einbeziehung der Steifigkeit von rahmenartigen Hochbauten. Dr.-Ing. Heinrich Sommer, Februar 1965
- Nr. 2 Aktuelle Probleme im Staudammbau. Veröffentlichungen in den Jahren 1966 und 1967
- Nr. 3 Über den Einfluß eines dünnwandigen, im Boden verlegten Rohres auf das Tragverhalten des Bodens. Dr.-Ing. Karl-Heinz Schwinn, Januar 1968
- Nr. 4 Das Tragverhalten des Frankfurter Tons bei im Tiefbau auftretenden Beanspruchungen. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dipl.-Ing. Ekkehart Schultz, Dipl.-Ing. Dieter Stroh, April 1970
- Nr. 5 Zur Frage der Erosionssicherheit unterströmter Erdstaudämme. Dr.-Ing. Klaus Günther, Juni 1970
- Nr. 6 Ermittlung der rheologischen Zustandsgleichung eines Lehmes mit Hilfe einer neuentwickelten Versuchsapparatur. Dr.-Ing. Dietrich Fedder, Dezember 1970
- Nr. 7 Beiträge in den Jahren 1968 bis 1970.
- Nr. 8 Der Einfluß der Steifigkeit von Stahlbetonskelettbauten auf die Verformung und die Beanspruchung von Gründungsplatten auf Ton. Dr.-Ing. Heinz Heil, Juni 1971
- Nr. 9 Der Einfluß von Fundamentlasten auf die Größe und Verteilung des Erddrucks auf biegsame, abgesteifte Baugrubenwände. Dr.-Ing. Robert Wanoschek, März 1972
- Nr. 10 Das Verformungsverhalten des Frankfurter Tons beim Tunnelvortrieb. Dipl.-Ing. Gerd Chambosse, Februar 1972
- Nr. 11 Beiträge in den Jahren 1972 und 1973.
- Nr. 12 Messungen an einer verankerten Baugrubenwand. Dipl.-Ing. Wolfhard Romberg, Dezember 1973
- Nr. 13 Berechnung verankerter Baugruben nach der Finite Element Methode. Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1974
- Nr. 14 Ein Beitrag zur Klärung des Tragverhaltens einfach verankerter Baugrubenwände. Dr.-Ing. Gert-Peter Schmitt, Juli 1974
- Nr. 15 Verformungsverhalten des Baugrundes beim Baugrubenaushub und anschließendem Hochhausbau am Beispiel des Frankfurter Tons. Dr.-Ing. Peter Amann, Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth, Dr.-Ing. Dieter Stroh, Juni 1975

- Nr. 16 Ermittlung des Tragverhaltens einer mehrfach verankerten Baugrubenwand durch Modellversuche.
Dr.-Ing. Reinhard Wolff, Juni 1975
- Nr. 17 Die instationäre Brunnenströmung im anisotropen Grundwasserleiter mit freier Oberfläche.
Dr.-Ing. Thomas Klüber, November 1975
- Nr. 18 Spannungen und Verformungen in hohen Dämmen im Bauzustand.
Dr.-Ing. Gunter Hardt, Januar 1976
- Nr. 19 Beiträge in den Jahren 1974 bis 1977
Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 65. Geburtstag von o. Prof. Dr.-Ing. H. Breth, Darmstadt, 1978
- Nr. 20 Spannungen und Verformungen in hohen Steinschüttdämmen im Bauzustand unter besonderer Berücksichtigung von Talform und Hangrauigkeit.
Dr.-Ing. Heinz Czapla, März 1979
- Nr. 21 Beitrag zur Berechnung von Gründungsplatten - Eine vergleichende Studie.
Dr.-Ing. Horst Rückel, August 1979
- Nr. 23 Beitrag zum Spannungs- Verformungsverhalten der Böden.
Dr.-Ing. M. Ulvi Arslan, Dr.-Ing. Rainer Wanninger, August 1980
- Nr. 24 Entwicklungstendenzen beim Bau und der Berechnung oberflächennaher Tunnel in bebautem Stadtgebiet.
Dr.-Ing. Rolf Katzenbach, November 1981

**Mitteilungen des Institutes für Grundbau, Boden- und Felsmechanik der
TH Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Eberhard Franke

- Sonderheft:
Beiträge zu Staudambau und Bodenmechanik.
Festschrift zum 70. Geburtstag von o. Prof. em. Dr.-Ing. H. Breth
Darmstadt, 1983
- Nr. 25 Großversuche zur Ermittlung des Tragverhaltens von Pfahlreihen unter horizontaler Belastung.
Dr.-Ing. Heinz Günther Schmidt, Januar 1986
Sonderheft:
Beiträge zum Symposium Pfahlgründungen, 12./13.3.1986 in Darmstadt.
Darmstadt, 1986
- Nr. 26 Pfahlgruppen in geschichtetem Boden unter horizontaler dynamischer Belastung.
Dr.-Ing. Hans Georg Hartmann, April 1986
- Nr. 27 Zur Frage der Standsicherheit verankerter Stützwände auf der tiefen Gleitfuge.
Dr.-Ing. Michael H. Heibaum, April 1987
- Nr. 28 Tragverhalten von Pfahlgruppen unter Horizontalbelastung.
Dr.-Ing. Eberhard Klüber, März 1988
- Nr. 29 Untersuchungen über den Primärspannungszustand in bindigen überkonsolidierten Böden am Beispiel des Frankfurter Untergrundes.
Dr.-Ing. Hermann Mader, Februar 1988

- Nr. 30 Coulombsches Extremalprinzip und Schranken des Erddrucks.
Prof. Dr.-Ing. Thomas Dietrich und Dr.-Ing. Ulvi Arslan, Juni 1989
- Nr. 31 Beitrag zur Beschreibung des Materialverhaltens bindiger Böden unter allgemeiner nichtmonotoner Belastung.
Dr.-Ing. Gerhard Muth, Juli 1989

**Mitteilungen des Institutes und der Versuchsanstalt für Geotechnik der
TU Darmstadt**

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- Nr. 32 Festvorträge zum Festkolloquium am 1. Oktober 1993 anlässlich des 80. Geburtstages von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth.
Darmstadt, November 1994
- Nr. 33 Vorträge des 1. Darmstädter Geotechnik-Kolloquiums am 14.7.1994.
Darmstadt, Dezember 1994
- Nr. 34 Vorträge zum 2. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 30.3.1995.
Darmstadt, Dezember 1995
- Nr. 35 Vorträge zum 3. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21.3.1996.
Darmstadt, März 1996
- Nr. 36 Ein Berechnungsmodell zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Yasser El-Mossallamy, Dezember 1996
- Nr. 37 Vorträge zum 4. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13.3.1997.
Darmstadt, März 1997
- Nr. 38 Vorträge zum Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 21. November 1997.
Darmstadt, November 1997
- Nr. 39 Vorträge zum 5. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19.3.1998.
Darmstadt, März 1998
- Nr. 40 Beitrag zum Grenzverformungsverhalten und zur Gebrauchstauglichkeit horizontaler mineralischer Deponiebarrieren.
Dr.-Ing. Lorenz Edelmann, August 1998
- Nr. 41 Flachglas-Elemente als dauerhafte Schadstoffsperrbarriere in Deponiebasisabdichtungen - Integrierte-Glas-Sandwich-Dichtung (IGSD) -
Dr.-Ing. Heinrich Weiler, November 1998
- Nr. 42 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Pfahlgründungen im Fels.
Dr.-Ing. Jörg Holzhäuser, November 1998
- Nr. 43 Vorträge zum 1. Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 14. Januar 1999
an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Januar 1999
- Nr. 44 Vorträge zum 6. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 11. März 1999.
Darmstadt, März 1999
- Nr. 45 Einfluß der Kapillarität auf die Mehrphasenströmung bei der Sanierung von Mineralölschadensfällen im Boden.
Dr.-Ing. Matthias Vogler, März 1999

- Nr. 46 Vorträge zum 2. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 15. Oktober 1999 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 1999
- Nr. 47 Vorträge zum Darmstädter Fortbildungsseminar Kombinierte Pfahl-Plattengründung (KPP).
Darmstadt, Dezember 1999
- Nr. 48 Untersuchungen zur Viskoplastizität und Festigkeit von Steinsalz.
Dr.-Ing. Conrad Boley, Dezember 1999
- Nr. 49 Experimentelle und theoretische Untersuchung der Stabilisierungsmöglichkeiten und des Verhaltens von tropischen Lateritböden.
Dr.-Ing. Girma Boled-Mekasha, Dezember 1999
- Nr. 50 Vorträge zum 2. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 17. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 51 Vorträge zum 7. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 23. März 2000.
Darmstadt, März 2000
- Nr. 52 Beiträge anlässlich des 50. Geburtstages von Herrn Professor Dr.-Ing. Rolf Katzenbach.
Darmstadt, Mai 2000
- Nr. 53 In-situ-Messungen und numerische Studien zum Tragverhalten der Kombinierten Pfahl-Plattengründung.
Dr.-Ing. Oliver Reul, Juli 2000
- Nr. 54 Vorträge zum 3. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 20. Oktober 2000 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2000
- Nr. 55 Vorträge zum 8. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2001.
Darmstadt, März 2001
- Nr. 56 Vorträge zum 4. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 28. September 2001 in Berlin.
Darmstadt, September 2001
- Nr. 57 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Gleislagestabilität.
Dr.-Ing. Stefan A. Heineke, Dezember 2001
- Nr. 58 Vorträge zum 9. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 14. März 2002.
Darmstadt, März 2002
- Nr. 59 Trag- und Verformungsverhalten tiefer Baugruben in bindigen Böden unter besonderer Berücksichtigung der Baugrund-Tragwerk- und der Baugrund-Grundwasser-Interaktion.
Dr.-Ing. Christian Moormann, Juli 2002
- Nr. 60 Energiepfahlanlagen mit Saisonalem Thermospeicher.
Dr.-Ing. Annette Ennigkeit, September 2002
- Nr. 61 Vorträge zum 5. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 18. Oktober 2002 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2002
- Nr. 62 Vorträge zum 3. Workshop Baugrund-Tragwerk-Interaktion am 30. Oktober 2002.
Darmstadt, Oktober 2002

- Nr. 63 Beitrag zur Modellierung des Tragverhaltens Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen (KPP) unter Verwendung geotechnischer Messungen.
Dr.-Ing. Bernd Lutz, Dezember 2002
- Nr. 64 Vorträge zum 10. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2003.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2003
- Nr. 65 Festschrift zum 90. Geburtstag von em. Prof. Dr.-Ing. Herbert Breth am 29. Juni 2003.
Darmstadt, Juni 2003
- Nr. 66 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Verhalten von granularen Materialien unter zyklischer Beanspruchung.
Dr.-Ing. Gerd Festag, September 2003
- Nr. 67 Vorträge zum 6. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 30. Oktober 2003 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2003
- Nr. 68 Vorträge zum 11. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2004.
Darmstadt, März 2004
- Nr. 69 Vorträge zum 7. Darmstadt-Berliner Baurechts-Kolloquium am 28. Oktober 2004 an der TU Darmstadt.
Darmstadt, Oktober 2004
- Nr. 70 Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Ortbetonpfählen mit variabler Bodenverdrängung.
Dr.-Ing. Alexander Schmitt, Dezember 2004
- Nr. 71 Vorträge zum 12. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2005.
Darmstadt, März 2005
- Nr. 72 Beitrag zur Klärung des Trag- und Verformungsverhaltens horizontal belasteter Kombiniertes Pfahl-Plattengründungen.
Dr.-Ing. Jens Turek, März 2006
- Nr. 73 Vorträge zum 13. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2006.
Darmstadt, März 2006
- Nr. 74 Vorträge zum 8. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 6. Oktober 2006 in Berlin.
Darmstadt, Oktober 2006
- Nr. 75 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Baugrund-Fahrweg-Interaktion von Bahnstrecken auf gering tragfähigem Baugrund.
Dr.-Ing. Marc Ittershagen, März 2006
- Nr. 76 Vorträge zum 14. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2007.
Darmstadt, März 2007
- Nr. 77 Nonlinear response of laterally loaded piles in soft Bangkok clay.
Dr.-Ing. Sathaporn Pokpong, August 2007
- Nr. 78 Erdwiderstand in homogenem und geschichtetem Baugrund – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Christian Gutberlet, Februar 2008
- Nr. 79 Vorträge zum 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2008.
Darmstadt, März 2008

- Nr. 80 Prozessorientierte Kooperation in der geotechnischen Bauplanung.
Dr.-Ing. Johannes Giere, März 2009
- Nr. 81 Vorträge zum 16. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 19. März 2009.
Darmstadt, März 2009
- Nr. 82 Dreidimensionale, zeitvariante stoffliche Modellierung von granularem Steinsalz.
Dr.-Ing. Stefan Wachter, Mai 2009
- Nr. 83 Möglichkeiten und Grenzen experimenteller und numerischer Modellbildungen zur Optimierung geotechnischer Verbundkonstruktionen.
Dr.-Ing. habil. Christian Moormann, Mai 2009
- Nr. 84 Entwicklung von Grund- und Böschungsbruch – Experimente und Numerik.
Dr.-Ing. Gregor Bachmann, August 2009
- Nr. 85 Effects of seismic soil-structure interaction on the bearing capacity factors for shallow strip footings.
Dr.-Ing. Alexis Nzahabwanimana, September 2009
- Nr. 86 Vorträge zum 17. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 18. März 2010.
Darmstadt, März 2010
- Nr. 87 Vorträge zum Festkolloquium “50 Jahre Geotechnik an der TU Darmstadt” am 25. Juni 2010. Darmstadt, Juni 2010
- Nr. 88 Vorträge zum 18. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 17. März 2011.
Darmstadt, März 2011
- Nr. 89 Vorträge zum 9. Berlin-Darmstädter Baurechts-Kolloquium am 07. April 2011 in Berlin.
Darmstadt, April 2011 (in Vorbereitung)
- Nr. 90 Optimized Use of Combined Pile-Raft Foundation Design for High-Rise Buildings on Semi-Soft Soils.
Dr.-Ing. Henok Fikre, Dezember 2011
- Nr. 91 Vorträge zum 19. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 15. März 2012.
Darmstadt, März 2012
- Nr. 92 Vorträge zum 20. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 21. März 2013.
Jubiläumskolloquium, Darmstadt, März 2013
- Nr. 93 Vorträge zum 21. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 20. März 2014.
Darmstadt, März 2014
- Nr. 94 Vorträge zum 22. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 12. März 2015.
Darmstadt, März 2015
- Nr. 95 Simulation des mechanischen Verhaltens einer Deponie unter Berücksichtigung der spezifischen Stoffeigenschaften und zeitvarianten Randbedingungen.
Dr.-Ing. Jörg Gutwald, September 2015
- Nr. 96 Serviceability and safety in the design of rigid inclusions and combined pile-raft foundations.
Dr.-Ing. Cécilia Bohn, September 2015
- Nr. 97 Vorträge zum 23. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 10. März 2016.
Darmstadt, März 2016

- Nr. 98 Handbuch zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen, Dezember 2016
- Nr. 99 Oberflächennahe Geothermiesondenanlagen – von der Praxisstudie zur modellbasierten Analyse ihrer Temperaturfahnenausbreitung.
Dr.-Ing. Isabel Wagner, Dezember 2016
- Nr. 100 Einsatz effizienzoptimierter geothermischer Systeme zur Schnee- und Eisfreihaltung von Verkehrsflächen.
Dr.-Ing. Thomas Waberseck, März 2017
- Nr. 101 Vorträge zum 24. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 16. März 2017.
Darmstadt, März 2017
- Nr. 102 The deformation behavior of Dubai's Subsoil.
Dr.-Ing. Marwan Alzaylaie, Dezember 2017
- Nr. 103 Zeitvariantes Materialverhalten von granularem Steinsalz und Simulation in numerischen Modellen.
Dr.-Ing. Steffen Leppla, Dezember 2017
- Nr. 104 Vorträge zum 25. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 08. März 2018.
Darmstadt, März 2018

Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der TU Darmstadt

Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. Hauke Zachert

- Nr. 105 Vorträge zum 26. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 07. März 2019.
Darmstadt, März 2019
- Nr. 106 Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wiedernutzung von Bestandsgründungen.
Dr.-Ing. Hendrik Ramm, April 2019
- Nr. 107 Untersuchungen zur schädigenden Ettringitbildung bei der Baugrundverbesserung mit hydraulischen Bindemitteln in tonmineralhaltigen Böden.
Dr.-Ing. Alexandra Weidle, Juli 2019
- Nr. 108 Ein Beitrag zur Klärung der Kinematik beim Aufbruch der Baugrubensohle.
Dr.-Ing. Sebastian Fischer, Juli 2019
- Nr. 109 Urban Residential Energy Efficiency – Technology Optimization and Behaviour Change.
Dr.-Ing. Jie Zheng, August 2019
- Nr. 110 Beiträge zum 27. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 12. März 2020.
Darmstadt, März 2020
- Nr. 111 Beitrag zur Wirkung von Gehölzwurzeln in oberflächennahen Böschungszonen als natürliche Bewehrung.
Dr.-Ing. Anke Werner, Dezember 2020
- Nr. 112 Experimentelle Untersuchungen zum Fließverhalten von wassergesättigten, grobkörnigen Böden.
Dr.-Ing. Christiane Bergmann, Oktober 2020
- Nr. 113 Beiträge zum 28. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 09. März 2022.
Darmstadt, März 2022

Darmstadt Geotechnics

Ed.: Prof. Dr.-Ing. Rolf Katzenbach

- No. 1 3rd Darmstadt-Geotechnical Conference. 21 March 1996, Darmstadt
- No. 2 4th Darmstadt-Geotechnical Conference. 13 March 1997, Darmstadt
- No. 3 5th Darmstadt-Geotechnical Conference. 19 March 1998, Darmstadt
- No. 4 International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering.
Volume I + II, 8/9 October 1998, Darmstadt
- No. 5 6th Darmstadt Geotechnical Conference. 11 March 1999, Darmstadt
- No. 6 2nd Workshop Soil-Structure Interaction. 17 March 2000, Darmstadt
- No. 7 7th Darmstadt Geotechnical Conference. 23 March 2000, Darmstadt
- No. 8 8th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2001, Darmstadt
- No. 9 9th Darmstadt Geotechnical Conference. 14 March 2002, Darmstadt
- No. 10 3rd Workshop Soil-Structure Interaction. 30 October 2002, Darmstadt
- No. 11 10th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2003, Darmstadt
- No. 12 11th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2004, Darmstadt
- No. 13 12th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2005, Darmstadt
- No. 14 13th Darmstadt Geotechnical Conference. 16 March 2006, Darmstadt
- No. 15 14th Darmstadt Geotechnical Conference. 15 March 2007, Darmstadt
- No. 16 15th Darmstadt Geotechnical Conference. 13 March 2008, Darmstadt
- No. 17 16th Darmstadt Geotechnical Conference. 19 March 2009, Darmstadt
- No. 18 International Conference on Deep Foundations – CPRF and Energy Piles.
15 May 2009, Frankfurt am Main
- No. 19 17th Darmstadt Geotechnical Conference. 18 March 2010, Darmstadt
- No. 20 18th Darmstadt Geotechnical Conference. 17 March 2011, Darmstadt
- No. 21 Particle Image Velocemitry Measuring Methods for Soil Movements in Geotechnics,
December 2011, Darmstadt
- No. 22 19th Darmstadt Geotechnical Conference, 15 March 2012, Darmstadt
- No. 23 20th Darmstadt Geotechnical Conference, 21 March 2013, Darmstadt
- No. 24 21th Darmstadt Geotechnical Conference, 20 March 2014, Darmstadt

ISBN 978-3-942068-33-8
ISSN 1436-6320