# ПΠ

Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München

Schriftenreihe

Herausgeber: R. Cudmani

Heft 65

## Beiträge zum 18. Geotechnik-Tag in München Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis

05.04.2019

München 2020/2022

Technische Universität München - Zentrum Geotechnik Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau

Herausgegeben von Prof. R. Cudmani

## Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Erfahrungen mit der Anwendung des Drucksondier-Pressiometers und Möglichkeiten der Scherwellengeschwindigkeitsmessung zur in situ Bestimmung der Steifigkeit in sensitiven weichen Böden	3
DiplIng. Roberto Quaas, DiplGeophysiker Frank Meier Fugro Germany Land GmbH, Berlin Prof. DrIng. Roberto Cudmani, DrIng. Daniel Rebstock Technische Universität München, Zentrum Geotechnik	
Geotechnische Aspekte bei der Planung des Tunnel Starnberg	27
DiplIng. Martin Zeindl, Autobahndirektion Südbayern, München Prof. DrIng. Jochen Fillibeck, M.Sc. Fangtonghui Wang, Zentrum Geotechnik, TU München	
Geotechnische Charakterisierung von Störzonenmaterial	45
und ihre Anwendung im Tunnelbau	
DrIng. Erich Pimentel, ETH Zürich, Zürich	
North Yorkshire Polyhalite Project, UK Statik und Überwachung eines 120 m tiefen Schachts	63
DiplIng. Fadi Haddad, Head of International Design Department, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen	
Der Einsatz von Drohnen und Photogrammetrie in der Geotechnik	75
DiplIng. Andreas Herold, IBH – Herold & Partner Ingenieure Part mbB, Weimar	
Alpiner Lebensraum Massenbewegungen	93
Univ. Prof. DiplIng. Dr. techn. habil. Robert Hofmann, Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau, Universität Innsbruck	
Standsicherheitsbeurteilung von Böschungen mittels FE-Methode – Möglichkeiten und Grenzen	105
Franz Tschuchnigg, Helmut F. Schweiger, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz	
Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wirkungsweise von Dränmatten in Straßenböschungen	115
DrIng. E. Birle, M. Melsbach, M.Sc., DiplIng. A. Koukoulidou, Technische Universität München, Zentrum Geotechnik DrIng. C. Kellermann-Kinner, Bundesanstalt für Straßenwesen	

Einsatz einer mineralischen Weichlage aus Tonpellets zur horizontalen Entkoppelung des bestehenden S-Bahn-Tunnels von der Gründung des neuen Stuttgarter Bahnhofs	125
DEA MAISE, DiplIng. Gabriel Lomo, DB PSU GmbH Mohamed Soliman, M.Sc., DrIng. Stefan Vogt, Prof. DrIng. Roberto Cudmani, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München	
Die 2. S-Bahn-Stammstrecke auf dem Weg der Realisierung Aktuelle Entwicklungen und deren Hintergründe aus dem Blickwinkel der Geotechnik	147
Florian Leder, Emanuel Schworm, Franz-Xaver Trauner DB Netz AG, München	
U-Bahnhof-Sendlinger-Tor Besonderheiten bei den Vereisungsmaßnahmen	155
Dr. Heiko Neher, Dr. Christoph Niklasch, Dr. Ana Libreros Zentrale Technik, Ed Züblin AG, Stuttgart	
Verzeichnis der Schriftenreihe	165

## Vorwort des Herausgebers

Auch 2019 ist es wieder gelungen aktuelle und spannende Beiträge für unseren Geotechnik-Tag in München zum bewährten Thema "Zusammenwirken zwischen Forschung und Praxis in der Geotechnik" zusammenzustellen.

In den ersten Beiträgen wird über aktuelle Erfahrungen bei der in situ Untersuchung sensitiver weicher Böden berichtet, die im Rahmen von Bauvorhaben im Rosenheimer Becken gewonnen wurden. Die geotechnischen Herausforderungen beim Tunnelvorhaben in Starnberg und die geotechnische Charakterisierung von Störzonenmaterial für den Tunnelbau mittels Triaxialversuche sind die folgenden Themen.

Im Weiteren steht die messtechnische Überwachung und Dokumentation von Bauabläufen und Erkundungen im Mittelpunkt, z.B. bei der Bemessung und Herstellung eines tiefen Schachtes. Über Fortschritte bei der räumlichen Erfassung von geotechnischen Bauwerken und deren Veränderungen mit Drohnen wird berichtet. Zum mündlich präsentierten Beitrag über die 3D-Modellierung des Baugrunds auf der Grundlage groß- und kleinräumlicher geologischer und geotechnischer Informationen können wir leider keine Schriftfassung zur Verfügung stellen.

Der Fokus der folgenden Beiträge liegt auf Böschungen, sei es im Großen bei Betrachtung von Massenbewegungen im Alpenraum, der Standsicherheitsanalyse mit FEM oder der baupraktischen Anwendung von Dränmatten bei Straßenböschungen.

Den Abschluss der Veranstaltung bildeten Beiträge zum Tunnelbau, wobei über aktuell sehr umfangreiche und schwierige Maßnahmen wie Bahnhof Stuttgart, 2. S-Bahn-Stammstrecke und der Umbau des Bahnhofes Sendlinger Tor in München berichtet wird.

Der Geotechnik-Tag fand wieder in Abstimmung mit der DGGT, der Bayerischen Ingenieurekammer Bau, dem VDI Bayern und dem Bayerischen Bauindustrie-Verband statt, die wie in vorherigen Jahren die Veranstaltung ideell unterstützten.

München im März 2020, Roberto Cudmani

## Erfahrungen mit der Anwendung des Drucksondier-Pressiometers und Möglichkeiten der Scherwellengeschwindigkeitsmessung zur in situ Bestimmung der Steifigkeit in sensitiven weichen Böden

Dipl.-Ing. Roberto Quaas Dipl.-Geophysiker Frank Meier Fugro Germany Land GmbH, Berlin

Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani Dr.-Ing. Daniel Rebstock Technische Universität München, Zentrum Geotechnik

## 1 Anlass und Aufgabenstellung

Im Rahmen des Neubaus der Bundesstraße B15, Westtangente Rosenheim, ist die Errichtung einer Brücke mit einer Gesamtlänge von ca. 670 m zur Querung der Mangfall, des Mangfallkanals, des Gewerbegebietes Aicherpark und einer Bahnline geplant.



Bild 1: Lageplan mit Brückenbauwerken

Angepasst auf die örtlichen Gegebenheiten wurden das Vorhaben in zwei Teilbauwerke aufgeteilt. Das Teilbauwerk 1 wird als Schrägseilbrücke mit einer maximalen Spannweite zwischen den Pylonen von rund 100 m über die Mangfall und den Mangfallkanal und Teilbauwerk 2 als mehrfeldrige, durchlaufende Deckbrücke mit Stützweiten zwischen 20 und 30 m und einer Länge von ca. 480 m im Bereich des Gewerbegebiets und der Bahnlinie realisiert.

## 1.1 Herausforderung Baugrund

Die geologischen und geotechnischen Bedingungen im Bereich der aktuell in Ausführung befindlichen Brückenbauwerke sind in Cudmani et.al. 2018 bzw. Cudmani et.al. 1029 ausführlich beschrieben und nachfolgen kurz zusammengefasst.

Oberflächennah stehen mehrere Meter mächtige holozäne, fluviatilen Flussschotter an. Diese werden bis in Tiefen von > 150 m von quartären, strukturempfindlichen und gering tragfähigen

feinkörnigen fluviatilen Beckenablagerungen, dem sogenannten Rosenheimer Seeton, unterlagert. Der Seeton ist ausgeprägt strukturempfindlich mit teilweisem bzw. vollständigem Verlust der Scherfestigkeit bei monotonen, speziell bei alternierenden und dynamischen Schervorgängen bzw. Erschütterungen. Aufgrund der großen Mächtigkeit der Seetone ist die Ableitung der hohen Pylon- und Stützlasten von etwa 70 MN als schwimmende Gründung vorgesehen.

Zur Beurteilung des Tragverhaltens wurde mehrere Pfahlprobebelastungskampagnen ausgeführt. Basierend auf den Ergebnissen der Pfahlprobebelastungen sollte mit einem FE-Modell unter der Berücksichtigung des zeitabhängigen nichtlinearen Baugrundverhaltens und der Wechselwirkung der Gründungselemente mit dem Baugrund das Verhalten der Gründung – also die Lastverteilung zwischen den Pfählen und der Sohlpressung sowie die zeitliche Entwicklung der Setzungen – rechnerisch ermittelt werden. Die vorgesehene numerische Modellierung stellt damit die Grundlage für die Beobachtungsmethode und der Planung der möglichen Nachstellmaßnahmen dar.

## 1.2 Zusätzliche Baugrunderkundung

Aus frühen Planungsphasen lagen Ergebnisse und Kennwerte aus Baugrunderkundungen mit Anwendung konventioneller und den aktuellen Normenwerken entsprechenden Erkundungsverfahren wie Bohrungen mit gestörter Probenahme und einige wenige Drucksondierungen sowie Flügelscherversuchen vor. Dabei zeigten die Drucksondierungen und die Flügelscherversuche signifikant unterschiedliche Scherfestigkeiten für den Seeton. Die Bemessung der Pfahltragfähigkeit erfolgte anfänglich lediglich auf Basis von abgeschätzten Pfahltragfähigkeiten mit der aus den Flügelsondierungen abgeleiteten Scherfestigkeit, die jedoch mit den ersten Probebelastungen in-situ nicht bestätigt werden konnten. Mit dem aus den Drucksondierungen ermittelten Spitzendruck können die Tabellen mit den Erfahrungswerten der Pfahlnormen nur noch sehr bedingt herangezogen werden.

Einerseits zur Interpretation der ersten Pfahlprobebelastungen und der daraus resultierenden sehr geringen Pfahlwiderstände als auch zur Charakterisierung der in-situ Eigenschaften des Seetons und auch möglicher Einflüsse aus der Pfahlherstellung wurden durch das zu diesem Zeitpunkt hinzugezogene Zentrum Geotechnik der TUM eine zusätzliche Baugrunderkundung veranlasst. Hierbei standen unter anderem der Einfluss der Dehnungsgeschwindigkeitsabhängigen Scherfestigkeit als auch der Steifigkeit wie auch die Unterscheidung zwischen dem "gestörten" und "ungestörten" Zustand des Seetons im Fokus.

Aufgrund der Schwierigkeiten und Limitationen bei der Entnahme von weitestgehend ungestörten Bodenproben für Laborversuche aus dem strukturempfindlichen Seeton wurde für die ergänzende Erkundung eine Methodik gesucht, welche eine möglichst zuverlässige In-situ Bestimmung der Bodensteifigkeit sowie der Scherfestigkeit bis in Tiefen unterhalb der abgeschätzten Pfahllängen und somit bis auf etwa 70 m ermöglicht. Insbesondere beim anstehenden, strukturempfindlichen Seeton ist auch eine Quantifizierung der Störung infolge der Probenentnahme schwierig. Dabei ist nicht zu vernachlässigen, dass auch bei Drucksondierungen bzw. den Pressiometerversuchen durch die mit der Installation verbundene Verdrängung des Bodens eine Beanspruchung in den Seeton eingetragen wird, die in Hinblick auf die damit verbundene Dehnungen lokal, d.h. in dem für die Messung maßgebenden Umgebung, zu einer "Störung" und der damit verbundenen Abnahme der Steifigkeit bzw. Scherfestigkeit des strukturempfindlichen Seetons führt. Diesem Problem wird dadurch Rechnung getragen, dass die Parameterbestimmung bzw. –verifikation auf einer Rückrechnung der in-situ Versuche mittels einer numerisch abgebildeten Hohlraumaufweitung erfolgt und damit die Kennwerte für einen zumindest teilweise gestörten Baugrund im für die weitere Betrachtung relevanten Dehnungsregime erfolgt. Eine Dimensionierung der Gründung auf Basis von Kennwerten für den gestörten Seeton stellt in Hinblick auf der vorgesehenen Gründung mit Großbohrpfähle dabei eine auf der sicheren Seite liegende Betrachtung dar.

Die Problematik der unterschiedlichen Dehnungsbereiche insbesondere in Hinblick auf die Interpretation von Ergebnissen aus Scherwellenmessungen zeigt Bild 2 exemplarisch anhand der nichtlinearen Abhängig der Steifigkeit (hier ausgedrückt über den Schubmodul) von der Dehnungsamplitude und den abgegrenzten Bereichen der mit den gängige Labor- und In-Situ Methoden messbaren Scherdehnungen für Böden ohne Einfluss einer Strukturempfindlichkeit.



Bild 2: Exemplarisch Bereich der messbaren Scherdehnung für gängige Labor- und In-Situ Methoden und Abhängigkeit der Schubsteifigkeit G vom Dehnungsniveau

Für die zusätzliche, detaillierte Baugrunderkundung wurde unter Berücksichtigung vorgenannter Randbedingungen und Aufgabenstellung für die Ausführung von Drucksondierungen mit Messung des Porenwasserdruckes (CPTU), Dissipationsversuchen und Drucksondier-Pressiometerversuchen mit dem Fugro Cone Pressuremeter (CPM) entschieden, da diese Auswertungen im erwarteten Dehnungsbereich ermöglichen. Das Technologie und Methodik des Verfahrens Drucksondier-Pressiometerversuchen werden im nachfolgenden Kapitel näher beschrieben. Die Versuchsergebnisse und Kalibrierung der Stoffgesetze sind in Kapitel 4 zusammengefasst. In Kapitel 5 werden abschließend noch erste Messungen von Scherwellengeschwindigkeiten im Seeton mittels dem Crosshole- bzw. Downhole-Verfahren dargestellt.

## 2 Pressiometer

Pressiometer dienen im Allgemeinen für die In-situ Bestimmung von Boden- und Felsfestigkeiten sowie der Steifigkeiten. Das Gerät hat eine zylindrische Form und ein relativ großes Verhältnis Länge/Durchmesser, um näherungsweise radialsymmetrisch ebene Verformungen zu erzielen. Teile der Außenhülle des Zylinders sind mit einer aufblasbaren, flexiblen Membran bedeckt. Das Einbringen in den Baugrund erfolgt durch

1) Eindrücken bei ausreichend weichen Böden,

- 2) Vorbohren einer Pilotbohrung, in welche das Pressiometer eingebracht wird oder
- 3) selbstbohrend, wobei hier das Pressiometer mit einer Bohrkrone ausgestattet ist.

Bei der Versuchsauswertung und –interpretation müssen die Störungen des Baugrundes resultierend aus dem Einbringverfahren des Pressiometers und der dadurch bedingten Entspannung des Bohrlochs beim Zurückziehen der Verrohrung bzw. Vorverspannung / Verdrängungs des Bodens durch die Spitze beim Eindrücken mit einer Drucksondierung berücksichtigt werden.

Am Markt verfügbar sind z.B. das sog. Ménard-Pressiometers gem. DIN EN ISO 22476-4 und eine Vielzahl weiterer Geräte diverser Hersteller. Neben der Einbringmethode sind die Geräte in Ihrer Konstruktion, der eingesetzten Membran, maximalem Arbeitsdruck, Messauflösung etc. verschieden und somit jeweils nur für unterschiedliche Rahmenbedingungen geeignet.

Die Aufweitung wird durch das Einpressen von Gas oder Fluid in der Pressiometerzelle bewirkt. Der ausgeübte Druck und die zugehörige radiale Verschiebung der Membrane werden aufgezeichnet. Als Ergebnis erhält man die Beziehung zwischen Hohlraumdruck und Hohlraumradius bzw. -volumen (Pressiometerkurve), die Informationen über das Verformungsverhalten des Bodens beinhaltet.

Die durch Eindrücken bei 1) bzw. einem technisch unvermeidlichen Ringspalt beim Vorbohren mit 2) eingetragenen Störungen sind in diesem Zusammenhang nur insofern quantifizierbar, dass bei der Aufweitung anfangs nur die Zugspannung in der Membran gemessen wird, bis diese an der Bohrlochwandung anliegt und in etwa der Zelldruck der horizontalen in-situ Spannung entsprechend der Tiefenlage entspricht. Im Verlauf des Versuchs wird der Druck anschließend kontrolliert erhöht. Allen Methoden der Pressiometer-Einbringung ist gemein, dass – eine ausreichende Aufweitung vorausgesetzt, so dass sich der Druck an den sogenannter Grenzdruck p<sub>grenz</sub> annähert, für den der Boden in der unmittelbaren Umgebung des Pressiometers in einem Grenzzustand befindet und damit der radiale Druck mit zunehmender radialer Verformung näherungsweise konstant bleibt. Der Wendepunkt zwischen Belastung und Entlastung stellt einen neuen Referenzpunkt des charakteristischen Bodenwiderstandes dar, welcher zur Ermittlung der Spannungs-Dehnungs-Beziehungen für die Entlastung-Wiederbelastung des Bodens herangezogen werden kann.

## 2.1 Fugro Cone Pressuremeter (CPM) – Drucksondier-Pressiometer

Eine Spezialanwendung für das Einbringen mittels Eindrücken ist das von Fugro entwickelte Cone Pressuremeter (CPM) - Drucksondier-Pressiometer. Dieses kombiniert die positiven Eigenschaften der Drucksonde zur detaillierten vertikalen Profilierung von Spitzendruck, Mantelreibung und Porenwasserdruck sowie indirekt der Ableitung von Bodenarten und Stratigrafie mit den Eigenschaften eines Pressiometers zur Bestimmung von Festigkeits- und Steifigkeitskennwerten für weiche Böden. Aufgrund vorgenannter Eigenschaften hat man sich im Rahmen der Detailbaugrunduntersuchung für dieses Verfahren entschieden.

Bei dem Fugro Cone Pressuremeter ist eine konventionelle Drucksondierspitze mit der Pressiometer-Einheit kraftschlüssig verbunden. Die Drucksondierspitze hat entsprechend der DIN EN ISO 22476-1 einen Nennquerschnitt von 15 cm<sup>2</sup>, was einem Durchmesser von 47 mm entspricht. Der Durchmesser der Drucksondier-Pressiometer-Einheit unmittelbar hinter der Drucksondierspitze beträgt 46 mm im drucklosen Zustand. Bei maximaler Druckbeaufschlagung und entsprechendem Bodenmaterial kann der Durchmesser der Pressiometer-Einheit in Hinblick auf die Querschnittsfläche um den Faktor 2,3 auf maximal 70 mm vergrößert werden.

Bild 3 zeigt das generelle Schema des CPM bei konventioneller Anwendung durch Eindrücken von der Oberfläche mittels einer 20 t Drucksondiereinheit (links). Ebenfalls schematisch dargestellt sind Details des Pressiometer-Moduls (rechts). Die relevanten technischen Daten des CPM sind in der Tabelle 1 zusammengestellt.



Bild 3: Generelles Schema und Detail des Fugro Cone Pressuremeters (CPM) - Drucksondier-Pressiometers

Nach erfolgter Vorprofilierung durch vorab ausgeführte Drucksondierungen bzw. direkt durch Eindrücken der vorauseilenden Drucksondierspitze in Vollverdrängung wurden die Versuche in den festgelegten Zielhorizonten mit einem in die Drucksondierspitze integrierten Aufweitungsmodul (zylindrische Membran) nach dem Prinzip der Hohlraumaufweitung ausgeführt.

Die Versuchsdurchführung an sich erfolgte in Anlehnung an die DIN EN ISO 22476-5 Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Felduntersuchungen – Teil 5: Versuch mit dem flexiblen Dilatometer (Flexible dilatometer test) - Füllung mit Gas, Volumen aus direkter Durchmessermessung. Zusätzlich zu den Aufweitungsversuchen in den verschiedenen Zielhorizonten wurden beim Eindrücken des CPM die üblichen Größen für Drucksondierungen nach DIN EN ISO 22476-01 (Spitzendruck und Mantelreibung) erhoben und gemessen.

Tabelle 1: Technische Daten Fugro CPM - Drucksondier-Pressiometer mit 46 mm

Einbringemethode	Vorgebohrt (Pilotloch) oder gedrückt	
Initialer Durchmesser Ø	46 mm	
Zulässiger Ø Pilotloch	46 mm bis 52 mm	
Verformungsmessung	direkte Durchmessermessung an 3 gleichmäßig verteilten Punkten im Zentrum der expandierenden Zone	
Benötigte Materiallänge	Höhe ca. 0,6 m innerhalb einer Schicht für Versuch not- wendig	
Verformungsauflösung	< 0,001 mm	
Druckauflösung	0,1 kPa	
Max. Aufweitung	2,3fache Querschnittsfläche, 1,5facher Durchmesser	
Max. Arbeitsdruck	12 MPa	
Geeignet für	weiche bis steife Tone und Schluffe, tonig-schluffig-san- dige Materialmischungen lockere bis dichte Sande sowie verwitterter Fels	
Stärke	sehr kompakte Konstruktion, portabel und vielseitig ein- setzbar	
Limitationen	Im Vergleich zu größeren Sonden ist das Verformungs- system aufgrund des geringeren Durchmessers etwas mehr durch die Instrument-Konformität beeinflusst.	
	Je nach Baugrundbedingungen kann es anspruchsvoll sein ein Pilotloch mit den benötigten Toleranzen herzu- stellen.	
	Je nach Material kann es schwierig sein, die Sonde ein- zudrücken (Eindrückkraft Sondentechnisch begrenzt).	



Bild 4: Druckkontrolleinheit (links), Pressiometer mit Verbindungsleitung (rechts)

#### 3 Versuchsergebnisse, Auswertung und Interpretation

#### 3.1 Drucksondierungen

Im Bild 5 dargestellt sind die Ansatzpunkte der im Rahmen der zusätzlichen Baugrunderkundung ausgeführten Drucksondierungen mit exemplarischen Diagrammen des gemessenen Spitzenwiderstandes für die Gründungen der Pylone der Schrägseilbrücke (links der Mangfall und rechts des Mangfallkanals) sowie eines Stützpfeilers der Mehrfeldbrücke im Bereich Aicherpark zusammengefasst.



- 70 m

Bild 5: Lageplan mit Ansatzpunkten (oben) und Diagramme des gemessenen Spitzenwiderstandes: Tiefe 70 m, untere Umhüllende des Spitzendrucks 0 – 2 MPa (unten)

Gut erkennbar ist, dass der Seeton über eine große Distanz nur eine relativ geringe Variation des Drucksondierwiderstands aufweist. Die in den Bohrungen nicht erkennbare horizontal zwischengelagerten Feinsandschichten sind durch eine deutliche Abnahme des dynamischen Porenwasserdrucks sowie einen starken Anstieg des Spitzendrucks sichtbar. Daraus resultiert die typische hydraulische Anisotropie des Seetons mit der Durchlässigkeit in horizontaler größer als in vertikaler Richtung.

#### 3.2 Dissipationsversuche

In ausgewählten Drucksondierungen und Tiefenhorizonten wurden Dissipationsversuche gemäß DIN EN ISO 22476-01 ausgeführt. Diese ermöglichen eine Abschätzung der Durchlässigkeit sowie und des hydrostatischen Porenwasserdrucks. Detaillierte Versuchsauswertungen und Betrachtungen zur Beurteilung des Konsolidationsverhaltens und der Wasserdurchlässigkeit wurden im Rahmen des Projekts zwar nicht angestellt, es wurden jedoch damit die Informationen zum Grundwasserstand im Untersuchungsgebiet und die Annahmen zur horizontalen Durchlässigkeit überprüft. Bild 6 zeigt exemplarisch das Ergebnis eines in einer Tiefe von 47 m unter Geländeoberkante ausgeführten Dissipationsversuches. Der durch das Eindrücken der Sonde auf 0,79 MPa dynamisch erhöhte Porenwasserdruck baut sich relativ schnell auf den hydrostatischen Druck von ca. 0,45 MPa ab. Dass ein solch schneller Abfall in gering durchlässigen feinkörnigen Böden unüblich ist, bestätigt die Erwartung, dass die Durchlässigkeit aufgrund der zwischengelagerten dünnen Sandschichten in horizontaler Richtung größer ist als in vertikaler Richtung.



Bild 6: Ergebnisdiagramm eines Porenwasserdruck-Dissipationsversuches

## 3.3 Pressiometersversuche mit Drucksondier-Pressiometer

Die Ansatzpunkte und Zieltiefen für die Hohlraumaufweitungsversuche wurden durch das Zentrum Geotechnik festgelegt und die Versuche mit verschiedenen Versuchsspezifikationen (Typ) bis in Tiefen von 70 m ausgeführt. Nach umfangreichen Abstimmungen und Planungen wurden die folgenden Versuchstypen definiert.

## Typ 1 - Standard Versuch mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit

- Standardversuch mit zwei Ent-/ Belastungsschleifen in der ersten Hälfte des Belastungsastes und einer Schleife im Entlastungsast.
- Belastung mit konstanter Verformungsgeschwindigkeit (ungefähr 1,5 % / min) bis zu einer mittleren Verformung von ca. 4 bis 5 mm sowie einer deutlichen Annäherung an den Grenzdruck.

## Typ 2 - Untersuchung der Ratenabhängigkeit des Seetons (Viskosität)

 Belastung mit anfangs konstanter und geringer Verformungsgeschwindigkeit (ungefähr 1,5 % Dehnung / min) bis zum annähernden Erreichen des Grenzdruckes mit anschließender abrupter Steigerung der Verformungsgeschwindigkeit (bis zu zehnfachen, wenn möglich 15 % Dehnung / min) bis sich erneut annähernd der Grenzdruck einstellt. Die schnelle Steigerung der Verformungsgeschwindigkeit wird durch eine abrupte Steigerung des Drucks im System manuell geregelt.

- Sollte die maximal mögliche Expansion der Membran noch nicht erreicht sein, wurde in einem dritten Schritt eine Reduktion auf die anfängliche geringe Verformungsgeschwindigkeit durchgeführt.
- Entlastung.

## Typ 3 –Untersuchung des Kriechverhaltens des Seetons

- schnelle Laststeigerung bis zum annähernden Erreichen des Grenzdrucks.
- Anschließend (konstant) Halten des Drucks im System für mindestens 30 Minuten bzw. bis zum Erreichen der maximal möglichen Expansion der Membran.

Im Rahmen der Feldarbeiten wurde in Zusammenarbeit zwischen dem Zentrum Geotechnik und Fugro eine weite Verfahrensweise entwickelt, welche eine Kombination der Versuchsdurchführungen von Typ 1 und Typ 2, wie folgt näher beschrieben, darstellt.

## Typ 1/2 – Kombination Typ 1 und Typ 2

- Belastung mit anfangs konstanter und geringer Verformungsgeschwindigkeit (ungefähr 1,5 % Dehnung / min) mit zwei Ent-/Belastungsschleifen in der ersten Hälfte des Belastungsastes bis zum annähernden Erreichen des Grenzdruckes und anschließender abrupter Steigerung der Verformungsgeschwindigkeit (bis zu verzehnfacht, wenn möglich 15 % Dehnung / min) bis sich erneut annähernd der Grenzdruck einstellt.
- Entlastung.



Bild 7: Pressiometerdruck als Funktion der radialen Verschiebung der Membran bzw. der radiale Dehnung am Hohlraumrand.

Bild 7 zeigt exemplarisch die Arbeitslinie eines Versuches, Typ 1 in einer Tiefe von 21,0 m. Die Messungen der Drucksondierung in dieser Tiefe zeigen einen Spitzendruck von ca. 1 MPa. Die Arbeitslinie zeigt grafisch den Pressiometerdruck aufgetragen über die radiale Verschiebung der Membran bzw. über die radiale Dehnung  $\varepsilon$  (radiale Verschiebung bezogen auf den Anfangsradius des Pressiometers) aufgetragen.

## 3.4 Undränierte Scherfestigkeit aus Drucksondierungen

Aus dem gemessenen Drucksondierwiderstand  $q_c$  kann mit einer empirischen Beziehung nach DIN EN ISO 22476-1 und DIN EN 1997 (EC7) Werte für die undränierte Scherfestigkeit  $c_u$  mit  $N_{kt} = 15$  (mittlerer Erfahrungswert für breiig/weiche Seesedimente) und dem vertikalen Druck  $\sigma_{v0}$  abgeschätzt werden:

$$c_u = \frac{q_c - \sigma_{v0}}{N_{kt}}$$

Für die Ermittlung von  $c_u$  wurde vereinfachend  $\sigma_{v0} = \gamma \cdot z \text{ mit } \gamma = 18 \text{ kN/m}^3$  und der Tiefenlage unter GOK *z* angenommen. Diese Interpretation wurde für die im Bereich Renkenweg (Pylongründung), Steelcase (Pylongründung) und Georg-Aicher-Straße (Trennpfeiler) durchgeführten Drucksondierungen ausgewertet.

Die aus dem Drucksondierwiderstand ermittelte Scherfestigkeit zeigt eine Zunahme von  $c_u$  mit der Tiefe, wenn gleich diese mit  $\Delta c_u / z = 1,0$  kPa/m im Vergleich zum Erfahrungswert  $\Delta c_u / z = 3,6$  kPa/m für Rosenheim wesentlich kleiner ausfällt. Die aus der Interpretation der Drucksondierung resultierende Verhältnis zwischen der undränierten Scherfestigkeit und dem vertikalen effektiven Spannung  $c_u / \sigma'_{v0}$  variiert zwischen 0,12 und 0,2 und liegt somit im Bereich der Erfahrungswerte für leicht plastische feinkörnige Böden.

#### 3.5 Ermittlung der Scherfestigkeit aus Pressiometerversuchen

Aus der Pressiometerkurve (der Beziehung zwischen Hohlraumdruck und Hohlraumvolumen bei der Aufweitung) kann mit Hilfe der Theorie der Hohlraumaufweitung auch die Scherfestigkeit abgeleitet werden. Der gemessene maximale Pressiometerdruck, der näherungsweise dem Pressiometer-Grenzdruck entspricht und von der Scherfestigkeit abhängt, nimmt dabei erwartungsgemäß mit der Tiefe zu. Unter Annahme eines linear elastisch starrplastischen Bodenverhalten mit Bruchkriterium nach Tresca kann aus der zylindrischen Hohlraumaufweitungstheorie die folgende Beziehung zwischen dem undränierten Scherfestigkeit  $c_u$  und der Pressiometergrenzdruck  $p_L$  abgeleitet werden:

$$p_L = \sigma_h + c_u \left[ 1 + \ln \left( \frac{G}{c_u} \right) \right]$$

Darin sind *G* der elastische Schubmodul und  $\sigma_h = K_0 \sigma'_v + u_w$  der totalen horizontalen Spannung, die aus der Erdruhedruckbeiwert  $K_0$ , der Überlagerungsdruck  $\sigma'_v$  und der hydrostatischen Porenwasserdruck resultiert. Das Verhältnis  $\frac{G}{c_u}$  kann auf der Basis der vorhandenen Daten nicht genau ermittelt werden. Erfahrungswerte dieses Verhältnisses für leichtplastische Tone liegen zwischen 100 und 400.

Die aus den Pressiometerversuchen und den Drucksondierungen ermittelten  $c_u$ -Werte eine ähnliche Zunahme mit der Tiefe zeigen. Die Differenzen der absoluten  $c_u$ -Werte liegen im Bereich der Genauigkeit, mit die Ergebnisse der Drucksondierungen mittels empirischer Methoden und der Pressiometerversuche unter dem Ansatz eines elastisch-starrplastischen Stoffmodell für das Bodenverhalten interpretiert werden können.

#### 4 Kalibrierung der Stoffgesetze mittels Laborversuche und Validierung durch In-situ Versuche

Der Seeton wurde mit dem visko-hypoplastischen Stoffmodell nach Niemunis (2003) abgebildet. Die Parameter wurden anhand der Ergebnisse der Laborversuche ermittelt bzw. abgeschätzt und durch Nachrechnung der Drucksondierungen sowie der Pressiometerversuche validiert. Die Parameter wurden anhand der Ergebnisse von Laborversuche ermittelt bzw. abgeschätzt und durch Nachrechnung der Drucksondierungen sowie der Pressiometerversuche validiert.

Mit dem visko-plastischen Stoffmodell wird das nichtlineare zeitabhängige Spannung-Dehnung-Verhalten des Seetons und insbesondere das Kriechverhalten abgebildet. Wesentliche bodenmechanische Grundlagen des Modelles sind das Kompressionsmodell nach Butterfield (1979) und die Ratenbeziehung nach Leinenkugel (1976) zur Beschreibung der Bodenviskosität, die von dem sog. Zähigkeitsindex kontrolliert wird. Das visko-hypoplastische Stoffmodell unterscheidet nach Stoffparametern und Zustandsgrößen (Spannungszustand, Porenzahl, Überkonsolidierungsverhältnis OCR, intergranulare Dehnungen).

Aus den durchgeführten Laborversuchen wurden zunächst nach Maier (2009) die Stoffparameter ermittelt. Die Anfangswerte der Zustandsgrößen wurden mit Hilfe von vereinfachten Simulationen der Entstehungsgeschichte unter Betrachtung der möglichen Liegezeit der Seetonschichten und dem Kriechverhalten im Berechnungszeitraum abgeschätzt. Mit dem viskohypoplastischen Stoffmodell kann die Strukturempfindlichkeit des Bodens, die zu einer erheblichen Abnahme der Scherfestigkeit infolge von Verformungen führt, nur bedingt berücksichtigt werden.

Parameter	Beschreibung	Wert
e <sub>0</sub>	Porenzahl bei 100kN/m <sup>2</sup>	0,86
ν	Steifigkeitskoeffizient	0,38
C <sub>c</sub> (λ)	Kompression Index	0,04
	(Erstbelastung)	
C <sub>s</sub> (κ)	Kompression Index	0,01
	(Wiederbelastung)	
β <sub>R</sub>	Form der Fließfläche	0,5
l <sub>v</sub>	Zähigkeitsindex	0,03
Dr	Referenz Kriech-	8,64E-3 m/Tag
	dehnungsgrate	( = 1e-7 m/s)
<b>φ'</b> c	Reibungswinkel	29,8°
OCR	Überkonsolidierungsgrad	1,5
m <sub>2</sub>	Parameter der	5,0
m <sub>5</sub>	Intergranularen Dehnung	5,0
R <sub>max</sub>		1E-4
βx		0,2

Tabelle 2: Visko-hypoplastische Stoffparameter Seeton

Die Stoffparameter des visko-hypoplastischen Stoffgesetz für den Seeton und deren Bezeichnung sind in Tabelle 2 aufgeführt. Weitere Informationen und eine ausführlichere Beschreibung des Stoffmodells und den Stoffparametern sind in Niemunis (2003) sowie Meier (2009) zu finden.

## 4.1 Parameterbestimmung anhand der Ödometer- und Triaxialversuche

Für die Ödometerversuche wurden die wassergesättigten Bodenproben mit einem Wassergehalt an der Fließgrenze aufbereitet und im Ödometergerät eingebaut. Anschließend wurden die Proben entweder last- oder vorschubgesteuert zusammengedrückt. Bild 8 vergleicht exemplarisch den in den lastgesteuerten Ödometerversuchen ermittelten Zusammenhang zwischen der Porenzahl *e* und dem axialen effektiven Druck  $\sigma_1$  mit den Ergebnissen des entsprechenden Elementtests, der mit dem visko-hypoplastischen Stoffmodell mit den in Tabelle 2 angegebenen Stoffparametern mit Hilfe des Software IncrementalDriver (https://www.soilmodels.com/idriver) simuliert wurde.

Es ist ersichtlich, dass das experimentell ermittelte Kompressionsverhalten für die Erstbelastung und für die Ent-/Wiederbelastung vom verwendeten Stoffmodell realistisch wiedergegeben wird. Dass die Bodenproben zum Beginn der Ödometerversuche unterschiedliche Porenzahlen aufwiesen, deutet auf eine Streuung der Bodenzusammensetzung und auf aufbereitungsbedingte Abweichungen des Anfangswassergehalts hin, die aber für die numerischen Simulationen des Gründungsverhaltens keine nennenswerte Bedeutung haben.





Wie für die Ödometerversuche wurden die Proben für die Triaxialversuche zunächst mit einem mit einem Wassergehalt an der Fließgrenze aufbereitet. Anschließend wurden die Proben in einem zylindrischen Behälter unter ödometrischen Bedingungen konsolidiert. Am Ende der Konsolidation wurden aus dem Behälter zylindrischen Proben ausgestochen, die im Triaxialgerät eingebaut wurden.



Bild 9: Laborversuche (durchgezogene Linien) und Simulation (gestrichelte Linien) der Traxialversuche mit Ausgangsspannung  $\sigma_1 = 80 \text{ kN/m}^2$ , 160 kN/m<sup>2</sup> und 320 kN/m<sup>2</sup> und dem visko-hypoplastischen Stoffmodell; axiale Dehnung  $\epsilon_1$  (oben) bzw. mittlerer Druck p (unten) gegenüber der deviatorischen Spannung q

In der Konsolidationsphase wurden die Proben teilweise isotrop, d.h. mit gleichem Axial- und Zelldruck ( $\sigma_1 = \sigma_3$ ), die meisten jedoch in sog.  $K_0$ -Zustand, d.h. mit einem entsprechend der Abschätzung der in-situ Bedingungen um den Faktor  $K_0 = 0.5$  bis 0.62 gegenüber dem Axial-

druck  $\sigma_1$  reduzierten Radialdruck  $\sigma_3$  konsolidiert. Nach Erreichen der gewünschten Konsolidationsspannungen ( $\sigma_1 = 80$ , 160 bzw. 320 kPa) erfolgt eine undränierte Abscherung der Proben mit Steuerung der axialen Dehnungsgeschwindigkeit bzw. Dehnungsrate.

Um das zeitabhängige Verhalten der Proben zu untersuchen, wurden in der Abscherungsphase sog. Sprungversuche durchgeführt, bei denen die Dehnungsrate ruckartig geändert wurde. Bei diesen Versuchen zeichnet sich das viskose Verhalten dadurch aus, dass der Scherwiderstand bzw. die Scherfestigkeit auf eine sprunghafte Änderung der Dehnungsrate ebenfalls sprunghaft reagiert. Dabei bewirken eine Erhöhung bzw. Reduktion der Dehnungsrate entsprechend eine Erhöhung bzw. Reduktion des gemessenen Scherwiderstands. Die Änderung des Scherwiderstands ist näherungsweise reversibel, d.h. das Verhältnis zwischen der Dehnungsrate, der axialen Dehnung und der Deviatorspannung ( $\dot{\varepsilon}, \varepsilon, q$ ) ist eindeutig.

In Bild 9 werden die experimentellen Ergebnisse mit den Ergebnissen des mit dem visko-hypoplastischen Stoffmodell und dem Programm IncrementalDriver simulierten Triaxialversuchen gegenübergestellt. Die Ergebnisse der Nachrechnung zeigen, dass das experimentell beobachtete Spanung-Dehnungsverhalten des Seetons in Abhängigkeit von der Dehnungsrate und den Anfangsspannungen vom visko-hypoplastischen Stoffgesetz mit den ermittelten Parametern realistisch wiedergegeben wird.

## 4.2 Modellierung der Pressiometerversuche

Wird der Pressiometerversuch als die Aufweitung eines zylindrischen Hohlraums idealisiert, kann die in Cudmani (2000) beschriebenen zylindrischen Hohlraumausweitungstheorie verwendet werden, um die Pressiometerkurve numerisch zu modellieren (Bild 10).



Bild 10: Simulation der Pressiometerversuche mit einem zylinder-symmetrischen Hohlraumaufweitungsmodell

Dabei hängt der Radialdruck und die radialen Verformungen am Hohlraumrand eines unendlich langen Zylinders (ebene Verformung) von der Geschwindigkeit v<sub>r</sub>, der Spannungskomponenten  $\sigma_r$ ,  $\sigma_{\theta}$ , und  $\sigma_z$  und der Porenzahl e bzw. OCR ab. Diese vier Zustandsgrößen sind Funktionen des Radius' r und der Zeit t. Die Aufweitung findet in einem Kontinuum statt, dessen mechanisches Verhalten durch das visko-hypoplastische Stoffgesetz beschrieben wird. Dieses mathematische Modell ermöglicht, auf eine relativ einfache Weise die Pressiometerkurven nachzurechnen und somit das verwendete visko-hypoplastische Stoffgesetz unter in situ-Bedingungen zu validieren.



Bild 11: Vergleich der normalisierten radialen Verformung vs. der radialen Spannung für die Pressiometerversuche mit Ergebnissen der undränierten Simulationen mit dem visko-hypoplastischen Stoffmodell für unterschiedliche Tiefen 10-20, 30-40 und 60-70 m

Bei der Berechnung der Hohlraumaufweitung wurden die gleichen Stoffparameter verwendet, die für die Nachrechnung der Laborversuche verwendet wurden. Die anfänglichen Werte der vertikalen-, radialen- und der Ringspannung resultieren aus der Überlagerung bzw. aus der Beziehung

$$\sigma_{\theta,r}/\sigma_{\tau} = K_0 = 1 - \sin\varphi'.$$

Für das Überkonsolidierungsverhältnis wurde ein Anfangswert von OCR = 1,5 angenommen. Für die Berechnungen müssen entweder (voll-)dränierte oder undränierte Bedingungen angenommen werden. Ob der Seeton beim Pressiometerversuch unter dränierten oder undränierten Bedingungen aufgeweitet wird, kann experimentell nicht überprüft werden, da der Porenwasserdruck während des Versuchs nicht erfasst wird. Um dennoch eine realistische Annahme für die Berechnung machen zu können, wurde die Hohlraumaufweitung zunächst für beide, dränierte und undränierte Bedingungen simuliert. In Bild 11 sind die gemessenen und die prognostizierten Pressiometerkurven mit der radialen Spannungen als Funktion des normierten Hohlraumradius ( $r/r_0$ ) für verschiedene Tiefen zwischen 10 m und 70 m dargestellt.

Unter Beachtung der natürlichen Heterogenität des Baugrunds und der Installationseffekte, die beim Eindrücken des Pressiometers in den strukturempfindlichen Seeton unvermeidbar sind, kann die Übereinstimmung zwischen experimentellen und numerischen Ergebnissen als hervorragend bewertet werden. Die Eignung des verwendeten Stoffgesetzes für die Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Seetons wird durch diese Ergebnisse bestätigt.





Bild 12 vergleicht die prognostizierten Pressiometerkurven ( $\sigma_r$  als Funktion von  $r/r_0$ ) unter dränierten und undränierten Bedingungen in verschiedenen Tiefenbereichen (10 – 70 m). Die Pressiometerkurven für dränierte und undränierte Bedingungen zeigen zwar in etwa die gleichen Grenzdrücke, sie unterscheiden sich jedoch bezüglich des Verlaufs der Aufweitung. Für undränierte Bedingungen nähert sich der radiale Druck mit der Aufweitung des Hohlraums deutlich schneller dem Grenzdruck als für dränierte Bedingungen an. Da die Ergebnisse der Pressiometerversuche eine ähnlich schnelle Zunahme des radialen Drucks mit der Hohlraumaufweitung zeigten, wie die Simulationen für undränierte Bedingungen, wurden diese Bedingungen bei der Lösung des Randwertproblems angenommen.

## 4.3 Modellierung der Drucksondierungen

Eine Drucksondierung kann analog wie der Pressiometerversuch auch als symmetrische Hohlraumaufweitung betrachtet werden. Für die Interpretation des Drucksondierwiderstands in grobkörnigen Böden führten Cudmani (2001) bzw. für feinkörnige Böden Meier (2009) 1D-Simulationen einer sphärischen Hohlraumaufweitung und axialsymmetrische Simulationen des Drucksondiervorgangs mit einer vereinfachten Spitze mittels der FE-Methode durch. Auf Basis der numerischen Ergebnisse sowie Ergebnisse von Versuchen in einer Kalibrierkammer schlugen sie eine "Formfunktion" vor, um den Drucksondierwiderstand in den Grenzdruck des sphärischen Hohlraumaufweitung umzurechnen.



Bild 13: FE-Netz für die Simulation einer Drucksonde mit initialisierter Spitze (Detail rechts) und vergleiche der Simulation für verschiedene Tiefen mit der in-situ Drucksondierung (großes Bild)

Bild 13 stellt der für unterschiedliche Tiefenlagen gemessene und numerisch mit den Parametern in Tabelle 2 berechnete Drucksondierwiderstand gegenüber. Der vom FE-Modell prognostizierte Eindringwiderstand, der nach einer Eindringung der Spitze von ca. 2 bis 5  $d_s$  erreicht wird, zeigt eine geringfügig größere Zunahme mit der Tiefe der tatsächliche Drucksondierwiderstand.

## 5 Möglichkeiten der Scherwellengeschwindigkeitsmessung

Seismische Verfahren beruhen auf der Erzeugung mechanischer Wellen am Ort A, deren Ausbreitung im Messobjekt (in-situ Boden, aber auch in Probekörpern) und der Registrierung selbiger nach Durchwanderung des Messobjektes und Ankunft am Ort B. Aus dem registrierten "Wellenbild", d.h. dem Zeitpunkt und der gemessenen Intensität, lassen sich Informationen zu physikalischen Eigenschaften des Bodens ableiten.

In der Boden- und Felsmechanik werden hauptsächlich die (Erst-)Ankunftszeiten der Kompressionswelle (Primär- oder P-Welle) sowie der Scherwelle (Sekundär- oder S-Welle) genutzt, um deren Ausbreitungsgeschwindigkeiten zu bestimmen. Die P- und S-Wellengeschwindigkeiten sind materialspezifische, zustandsabhängige Bodenkennwerte.

Aus der in-situ ermittelten Scherwellengeschwindigkeit  $v_s$  kann der Schubmodul  $G_0$  für sehr kleine Dehnungen ermittelt werden (vgl. auch Übersicht in Bild 2):

$$G_0 = \rho * V_s^2$$
 Mit  $\rho$ - Rohdichte und   
Vs Scherwellengeschwindigkeit

Nach dem gleichen Prinzip kann aus der Geschwindigkeit der Kompressionswelle  $v_p$  grundsätzlich auch der Kompressionsmodul *K* ermittelt werden. Bei der Interpretation von Feldmessungen im Lockergestein besteht hierbei jedoch im Gegensatz zur Scherwellengeschwindigkeit die Schwierigkeit, dass im wassergesättigten Boden die Druckwelle sowohl im Wasser als auch über das Korngerüst mit zwei unterschiedlichen Ausbreitungsgeschwindigkeiten übertragen werden kann.

Der größte Vorteil von in-situ-Messungen gegenüber Laborversuchen wie z.B. dem RC-Versuch oder der Scherwellenmessung mit Bender-Elementen im Triaxialversuch liegt zweifelsfrei in der Tatsache, dass diese im Feld an weitestgehend unbeeinflusstem Material gemessen wird. Für die Laborversuche sind in der Regel aufwendige Verfahren zur Entnahme annähernd ungestörter Proben notwendig, wobei man naturgemäß den Zustand der Ungestörtheit niemals erreichen bzw. zum Teil auch nicht bewerten kann. Bei beispielsweise bindemittelstabilisierten Böden mit ungenügender Durchmischung können sich Konkretionen/Aggregationen aus dem Bindemittel selbst bilden, welche dann in einer kleinmaßstäblichen Probe in einer höheren Geschwindigkeit resultieren.

Weitere Vorteile der in situ Messungen liegen zweifelsohne in der Schnelligkeit des Vorliegens der Ergebnisse und in der weltweiten Durchführbarkeit mit leichtem Equipment. Aufwendige Probenahmen, Probentransport, Vorbereitung und mehrtägige Versuchsdurchführungen der Messung entfallen.

Dem gegenüber stehen natürlich auch Nachteile, dass bei einer einfachen Laufzeitmessung zwischen Erreger und Messkopf im Feld natürlich nur ein Mittelwert aller durchlaufenen

Schichten ermittelt werden kann und darüber hinaus der Weg der Welle nicht bekannt ist. Dieses Problem umgeht man in der Praxis, dass die Messung mit variierenden Erreger- und Messkopf-Positionen durchgeführt wird und aus dieser Variation durch die Lösung eines inversen Problems auf die zutreffenden Laufwege und die dort vorliegenden Materialeigenschaften zu schließen.

Die seismischen situ Verfahren lassen sich in Oberflächenverfahren und Bohrloch- bzw. Sondierungs-gebundene Verfahren unterteilen. Bei den Oberflächenverfahren werden i.d.R. refraktionsseismische Messungen durchgeführt. Bei den Bohrloch- bzw. Sondierungsgebundenen Verfahren unterscheidet man zwischen Cross-Hole-test, Down-Hole-Test und dem seismischen CPT.

Die <u>Refraktionsseismik</u> beruht – wie der Name sagt – auf der Entstehung und Erfassung von an Schichtgrenzen (teilweise) reflektierten Wellen. Grundlage für die Entstehung von Refraktionswellen ist ein geschichteter Boden, bei dem die Geschwindigkeiten für zwei Schichten einen signifikanten Kontrast aufweisen, wobei die Geschwindigkeit sich in der jeweils folgenden Schicht erhöhen muss. Dadurch wird wie in der Optik die Welle an der Schichtgrenze vom Lot weg gebrochen (vgl. Bild 14). Im Winkel der Totalreflektion läuft die gebrochene Welle mit der Geschwindigkeit V<sub>2</sub> entlang der Schichtgrenze (grüner Strahl). Man nennt dies die refraktierte Welle oder Refraktionswelle. Nach den Huygens-Fresnelschen Prinzip ist jeder Punkt einer Wellenfront Ausgangspunkt für eine neue Welle. Somit strahlt auch die refraktierte Welle permanent Energie im Ausfallwinkel der Reflektion an die Oberfläche. Dadurch ist es möglich, deren Verlauf mit Geophonen zu registrieren. An Hand des zeitlich-räumlichen Verlaufs der verschiedenen Wellenarten, kann man diese voneinander unterscheiden.



Bild 14: Entstehung einer refraktierten Welle (links), räumlicher und zeitlicher Verlauf der verschiedenen Wellenarten (rechts)

In der Refraktionsseismik werden die Differenzlaufzeiten der refraktierten Wellen entlang des seismischen Profils gemessen. Aus diesen und den bekannten Entfernungen werden Ausbreitungsgeschwindigkeiten berechnet. Mit Hilfe tomographischer Inversionsverfahren wird eine 2D-Geschwindigkeitsverteilung entlang der gemessenen Profile ermittelt.

<u>Bohrlochseismische Verfahren</u> beruhen auf der Registrierung seismischer Wellen im Bohrloch. Während beim Down-Hole-Test die Anregung des seismischen Signals an der Erdoberfläche, d.h. außerhalb des Bohrlochs erfolgt, geschieht dies beim Cross-Hole-Test in einem benachbarten Bohrloch (Bild 15)



Bild 15: Schematische Darstellung Down-Hole-Test (links) bzw. beim Cross-Hole-Test (rechts)

Gemessen werden bei beiden Verfahren die Erstankunftszeiten von P- bzw. S-Welle. Als Empfänger dienen i.d.R. Mehrkomponenten-Bohrlochgeophone. Diese besitzen mindestens 3 Komponenten (x, y und z), um die vertikale und die horizontalen Komponenten der Welle zu erfassen. Es gibt Bohrlochgeophone mit bis zu 7 Komponenten (1 x vertikal und 6 x horizontal im 60° Winkel gedreht). Dies dient der hinreichend genauen Erfassung horizontal polarisierter S-Wellen unabhängig von der Ausrichtung des Geophons im Bohrloch.

Aus den ermittelten Laufzeiten und dem Laufweg zwischen den in unterschiedlichen Tiefen angeordneten Quelle und Empfänger werden dann die Ausbreitungsgeschwindigkeiten berechnet. Um die genaue Position jedes einzelnen Schuss- und Empfangspunktes und damit die Entfernungen exakt bestimmen zu können, wird in jeder Bohrung eine Bohrlochverlaufsmessung durchgeführt. Dabei wird Azimut und Inklination mit einer sogenannten Deviation-Sonde kontinuierlich in jedem Bohrloch erfasst.

Beim Cross-Hole-Test sind die primären Laufwege horizontal, während beim Down-Hole-Test mit zunehmender Tiefe immer die darüber liegenden Schichten durchlaufen werden. Daher ist es beim Down-Hole-Test wichtig, die Schicht- oder Intervallgeschwindigkeiten aller durchlaufenen Schichten zu bestimmen und bei der Berechnung der jeweiligen repräsentativen Schichtgeschwindigkeit zu berücksichtigen. Erkennbar sind die Schichtwechsel im Down-Hole-Test an charakteristischen Knickpunkten in der Laufzeitkurve und somit i.d.R. gut bestimmbar. Dennoch bleibt festzuhalten, dass der Cross-Hole-Test auf Grund der gleichbleibenden Laufwege deutlich genauere und verlässlichere Ergebnisse liefert, da die Signale mit zunehmender Entfernung stärker gedämpft und verzerrt werden.

Bild 16 zeigt die Ergebnisse eines Down-Hole-Tests, der im Rahmen der Untersuchungen and der Westtangente Rosenheim der B15 durchgeführt wurde.



Bild 16: Down-Hole-Test an der Westtangente Rosenhein der B 15. Ermittelte P- und S-Wellengeschwindigkeit als Funktion der Tiefe und errechnete Moduln und Querkontraktionszahl.

Sowohl beim Cross-Hole-Test, als auch beim Down-Hole-Test werden Bohrungen benötigt, die zu geophysikalischen Messstellen ausgebaut werden. Dem Bau der Messstellen ist besondere Aufmerksamkeit zu schenken, da hier häufige Fehlerquellen liegen, die oft nicht kontrolliert und nicht korrigiert werden können. Die Messstellen sollten aus PVC hergestellt werden. Die Hinterfüllung (Zementsuspension) dient einer guten Ankopplung zwischen dem PVC-Rohr und dem Baugrund und muss im Contractor-Verfahren mit größter Sorgfalt hergestellt werden. Sie sollte des Weiteren so gewählt werden, dass den Eigenschaften des umgebenden Baugrunds angenähert ist, da z.B. bei einem sehr weichen Baugrund andernfalls ein Teil der Welle im Down-Hole-Test auch entlang der deutlich steiferen Ringspaltverfüllung übertragen werden kann. Mangelhafte Sorgfalt bei der Herstellung der Hinterfüllung kann zu verbleibenden Hohlräumen im Ringraum und schlechter Ankopplung führen. Die wiederum führt zu Messfehlern, die nicht bemerkt werden und damit zu Interpretationsfehlern. Verhindern kann man dies zum einen durch die Überwachung des Ausbaus bzw. durch Kontrolle des korrekten Ausbaues mittels zusätzlicher geophysikalischer Bohrlochmessungen nach Fertigstellung der Messstellen und Aushärten der Zementsuspension.

Der <u>seismische CPT</u> (Cone-Penetration-Test) ähnelt einem Down-Hole-Test. Nur wird hier kein Bohrloch benötigt, da die seismischen Empfänger im Gestänge der CPT-Sonde eingebaut sind.

Wie in Bild 17 links zu sehen, befinden sich über der Sondierspitze im Gestänge zwei oder mehrere 3-Komponenten Geophone. Um nun seismische Messungen analog einem Down-Hole-Test durchzuführen, wird in der CPT in der jeweiligen Messtiefe gestoppt, ein seismischer Impuls mittels der Hammer-Quelle erzeugt und die Erstankunftszeiten an den beiden Geophonen registriert. Die Geophone haben einen Abstand von 0,5m. Um Ungenauigkeiten bei der Triggerung des seismischen Impulses oder andere apparative Fehlerquellen auszuschalten, wird die Differenzlaufzeit zwischen beiden Geophonen gemessen. Bild 17 rechts zeigt ein typisches Seismogramm, erzeugt durch einen SCPT. Analog dem Down-Hole-Test werden die S-Wellengeschwindigkeiten aus Laufzeit und -weg ermittelt.



Bild 17: Prinzip seismischer SCPT mit Drucksondiereinheit inklusiver des Erregers (links), typisches Seismogramm eines SCPT (rechts)

Der Vorteil des SCPT liegt klar in der Kostenersparnis, die sich aus der Einsparung einer Bohrung und Ausbau zur Messstelle ergibt. Die Sonde wird in den Boden gedrückt (nicht gebohrt), das Eindringen erfolgt durch Verdrängung des Bodens. Dadurch ist i.d.R. eine gute Ankopplung an das Anstehende gewährleistet ohne zusätzliche Maßnahmen ergreifen zu müssen. Nachteile bestehen darin, dass zum einen eine P-Welle meist nicht detektierbar ist und zum anderen unter anderem wegen unvermeidlichen Abweichungen von der Vertikale bei Drucksondierungen die Genauigkeit hinter den klassischen Bohrlochtests zurückbleibt. Beides ist jedoch auf apparative Effekte zurück zu führen. Eine weitere Beschränkung liegt darin, dass der Test nur in Böden angewendet werden kann, in denen auch ein CPT in die relevanten Tiefen möglich ist.

## 6 Fazit

Die geotechnische Bemessung geotechnischer Bauwerke bei komplexer Baugrundsituation erfordert den Einsatz von numerischen Methoden im Zusammenhang mit fortgeschrittenen Stoffgesetzen. Während die Ermittlung der Stoffparameter mittels Standard- und spezielle Versuche überwiegend im Labor erfolgt, bieten Feldversuche im Vergleich zur aufwendigeren Entnahme ungestörter Proben eine wirtschaftlichere Möglichkeit an, den in situ-Zustand des Baugrunds realistisch abzuschätzen. Wegen der Bedeutung der Struktur für die Steifigkeit und die Festigkeit von feinkörnigen Böden, wie der Rosenheimer Seeton, ist dies für eine effiziente Bemessung unentbehrlich.

Darüber hinaus sind Verfahren, wie die Drucksondierung, der Pressiometerversuch und die Ausbreitung mechanischer Wellen, relativ einfach zu modellierende Randwertprobleme, deren Ergebnisse für die Validierung der angesetzten Stoffgesetze bzw. zur Justierung der im Labor ermittelten Stoffparameter verwendet werden können. Um die daraus resultierenden Anforderungen zu erfüllen, ist eine geräte- und durchführungstechnische Fortentwicklung der Standverfahren dringend nötig. Fortgeschrittene Feldversuche in Kombination mit numerischen Modellen sollen eine umfassende Erfassung des Verhaltens strukturempfindlicher feinkörnigen

Böden, einschließlich der Ratenabhängigkeit und der Strukturdegradation ermöglichen. Die Anwendung modellierungsgestützter Feldversuche stellt höhere Anforderungen an die Anwender, die für den sicheren Umgang mit diesen Verfahren entsprechend trainiert und fortgebildet werden müssen.

#### 7 Literatur

Bellotti, R., Ghionna, V., Jamiolkowski, M., Robertson, P. and Peterson, R. (1989). "Interpretation of moduli from self-boring pressuremeter tests in sand". Géotechnique Vol. XXXIX, no.2, pp. 269-292
Butterfield, P.: A patural compression law for soils. Geotechnique, 29(4):469, 480, 1979;

Butterfield, R.: A natural compression law for soils. Geotechnique, 29(4):469-480, 1979;

- Carter, I. P., Booker, J. R. & Yeung, S. K. (1986). "Cavity expansion in cohesive frictional soils". Géotechnique 36, No. 3, pp 349-358
- Cudmani, R., Rebstock D., Högenauer, S.: Geotechnische Besonderheiten bei der Planung der Gründung einer Schrägseilbrücke im Rosenheimer Seeton, 35. Baugrundtagung, Sep. 26-28, Stuttgart, Germany, 2018
- Cudmani, R., Rebstock, D. and Zimbelmann, J.: Konzept der Gründung für eine Schrägseilbrücke im Rosenheimer Seeton auf der Grundlage einer besonderen statischen Pfahlprobe-belastung, 12. Österreichische Geotechniktagung, Wien, 2019
- Cudmani, R.: Statische, alternierende und dynamische Penetration in nichtbindige Böden. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 152, 2001;
- DIN EN ISO 22476-01: Geotechnische Erkundung und Untersuchung Felduntersuchungen, Teil 1: Drucksondierungen mit elektrischen Messwertaufnehmern und Messeinrichtungen für den Porenwasserdruck
- DIN EN ISO 22476-5 Geotechnische Erkundung und Untersuchung Felduntersuchungen Teil 5: Versuch mit dem flexiblen Dilatometer (Flexible dilatometer test) - Füllung mit Gas, Volumen aus direkter Durchmessermessung
- Hai-Sui Yu (1990) Cavity Expansion Theory and its Application to the Analysis of Pressuremeters. DPhil thesis, Oxford University, England
- Houlsby, G., Clarke, B. And Wroth, C.P. (1986) "Analysis of the unloading of a pressuremeter in sand".Proc. of the 2nd International Symposium, The Pressuremeter and its Marine Applications, pp 245-262
- Houlsby, G & Withers, N.J (1988) Analysis of the Cone Pressuremeter Test in Clay. Géotechnique, Vol 38, No. 4, pp 573-587
- Jardine, R.J. (1991) Discussing 'Strain-dependent moduli and pressuremeter tests' . Géotechnique 41, No. 4, pp. 621624
- Jardine, R.J. (1992) Nonlinear stiffness parameters from undrained pressuremeter tests. Can. Geotech. 29, pp. 436447
- Jardine, R.J., Potts, D.M., Fourie, A.B. And Burland, J.B. (1986) Studies of the influence of non-linear stress strain characteristics in soil structure interaction. Géotechnique 36, No. 3, pp. 377-396
- Krieg, S.: Viskoses Bodenverhalten von Mudden, Seeton und Klei. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 150, 2000;
- Leinenkugel, H.: Deformations- und Festigkeitsverhalten bindiger Erdstoffe. Experimentelle Ergebnisse und Ihre Physikalische Deutung. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 66, 1976;
- Lunne, J.; Robertson, P.K.; Powell, J.J.M.: Cone Penetration Testing in Geotechnical Practice, Chapman & Hall
- Meier, T.: Application of Hypoplastic and Vicohypoplastic Constitutive Models for Geotechnical Problems. Institut für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Heft 171, 2009;

Muir Wood, D. (1990) Strain dependent soil moduli and pressuremeter tests. Géotechnique, 40, pp 509-512

Niemunis, A.: Extended Hypoplastic Models for Soils. Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum, Heft 34, 2003;

Nutt, N.R.F. And Houlsby, G.T. (1991) Calibration Tests on the Cone Pressuremeter in Carbonate Sand. Soil Mechanics Report Number 120/91, University of Oxford, England

Powell, J.J.M. And Shields, C.H. (1995) Field studies of the Full Displacement Pressuremeter in clays. Proc. 4th Int. Symp. The Pressuremeter and its New Avenues, Sherbrooke, Quebec. Pages 239-248, Publ. Balkema, Rotterdam. ISBN 905410-545-3

Quaas, R.: Drucksondierungen (CPT) mit integrierten Pressiometer (CPM), Schiffshebewerk Niederfinow in: Geotechnik, 37. Jahrgang, 12.2014, DGGT

Quaas, R.: Drucksondier-Pressiometer - Einsatz in der Ingenieurpraxis. Ein technischer Anwendungsleitfaden, Vorträge zum 11. Freiberger Geotechnik Kolloquium 2018 - 69. BHT 2018

Schnaid, F (1990) A Study of the Cone-Pressuremeter Test in Sand. DPhil thesis, Oxford University, England

Schnaid, F And Houlsby,G.T. (1992) Measurement of the properties of sand in a calibration chamber by the cone pressuremeter test. Géotechnique 42, No. 4, pp. 587-601

Teh, C.I (1987) An Analytical Study of the Cone Penetration. DPhil thesis, Oxford University, England

Whittle R.W, Dalton J.C.P And Hawkins P.G. (1992) Shear Modulus and Strain Excursion in the Pressuremeter Test. Proc. Wroth Memorial Symposium, Oxford

Whittle R.W. (1995) Recent developments in the Cone Pressuremeter. Proc. Advances in site investigation practice, Institution of Civil Engineers, London, 30-31 March 1995

Withers N.J, Schaap L.H.J, Dalton J.C.P. (1986) The Development of a Full Displacement Pressuremeter. Proc. 2nd Symposium of the Pressuremeter and its Marine Applications, pp. 38-56

## Geotechnische Aspekte bei der Planung des Tunnel Starnberg

Dipl.-Ing. Martin Zeindl Autobahndirektion Südbayern, München

Prof. Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, M.Sc Fangtonghui Wang Zentrum Geotechnik, TU München

## 1 Projektvorstellung

#### 1.1 Allgemeines

Der Tunnel Starnberg soll künftig die Anbindung der Landkreise Starnberg und Weilheim an die Landeshauptstadt München für den Kraftfahrzeugverkehr erleichtern. Die Gesamtlänge des Projekts beträgt rund 3,1 km. Die Maßnahme beinhaltet einen rund 2,2 km langen Tunnel durch das Stadtgebiet der Stadt Starnberg sowie den Ausbau der Zu- und Ablaufstrecken in Starnberg. Nach Fertigstellung der Maßnahme soll die derzeit überlastete Ortsdurchfahrt Starnberg vom Durchgangsverkehr entlastet werden.

Im Jahr 2018 wurde die Maßnahme baulich begonnen. Um auf der nördlichen Zulaufstrecke zum Tunnel den Verkehrsfluss auf der B2 zu verbessern, werden derzeit mit dem ersten Bauabschnitt östlich der Bahnbrücke die Knotenpunkte umgestaltet beziehungsweise neu geschaffen. Zur Verbesserung der Leistungsfähigkeit stadteinwärts und zur Entlastung der bestehenden Knotenpunkte wird die Petersbrunner Straße bis zur Bundesstraße verlängert, um eine zusätzliche Anbindung an das Gewerbegebiet zu schaffen.



Abb. 1.1: Projektübersicht

Die Gesamtlänge des Tunnelbauwerkes mit den Rampen beträgt etwa 2,2 km. Davon werden rund 1,7 km bergmännisch mit einer Tunnelbohrmaschine (Hydroschild) und knapp 200 m in Offener Bauweise (Deckelbauweise) hergestellt. Die Rampenbauwerke im Süden und Norden haben eine Länge von etwa 300 m.

Über die Tunnellänge verteilt werden gemäß RABT zwei Bereiche mit Pannenbuchten und sechs Notausgänge geplant. Die Lüftung des Verkehrsbauwerkes erfolgt über Strahlventilatoren und Lüftungskanal. Das zugehörige Betriebsgebäude mit Abluftkamin soll in Bauwerksmitte am Schlossberg entstehen. Ein zweites Betriebsgebäude mit der Leitstelle für die Einsatzkräfte ist im Bereich des Südportals vorgesehen.

Die Tunnelröhre hat einen geplanten Querschnitt für eine einbahnige, zweistreifige Bundesstraße. Die Fahrbahnbreite im Tunnel beträgt 7,50 m mit beidseitigem Notgehweg von jeweils 1,0 m Breite, damit einer Gesamtbreite von 9,50 m. Im Bereich des Tunnels sind keine Zuund Abfahrtsmöglichkeiten vorgesehen.



Abb. 1.2: Querschnitt der Tunnelröhre

## 1.2 Bauliche Herausforderungen

## Geologische Vielfalt und komplexe Hydrogeologie

Die Geologie und die Hydrogeologie spielen im Starnberger Untergrund eine wesentliche Rolle. Der tiefere Untergrund Starnbergs besteht aus ca. 18 Mio. Jahre alten Ablagerungen des Tertiärs, der sog. Molasse. Diese beinhaltet den Abtragungsschutt der sich hebenden Alpen wie Sande, Tone und Kiese. Die daraufhin durch Erosion umgestaltete Molasseoberfläche wurde zur Quartärzeit vor ca. 2,6 Mio. Jahren durch Gletschervorstöße ins Alpenvorland geformt. Es kam hier zur Umlagerung und Sedimentation von Moränenmaterial, Schotterterrassen und Seetonen. Im Boden liegen daher verschiedene Sedimente kleinräumig nebeneinander vor. Kiesablagerungen sind teils durch kalkhaltiges Wasser zu Konglomeraten (Nagelfluh) verfestigt. Der Seeton besteht aus strukturempfindlichen Tonen unterschiedlicher Konsistenzen. Die auf engem Raum sehr variierende Geologie erfordert verschiedene bergmännische und tunnelbautechnische Verfahren.

Aufgrund der seit den späten 1980'er Jahre laufenden Erkundungsprogramme und intensiven Untersuchungen zur Geologie und Hydrogeologie besteht ein sehr genaues Bild über die vorherrschenden wechselhaften Baugrund- und komplexen Grundwasserverhältnisse. Verschiedene Grundwasserabschnitte sind durch undurchlässige Bodenschichten voneinander getrennt. Dadurch ergeben sich deutlich unterschiedliche Grundwasserniveaus. Aufgrund des dadurch vorhandenen Gefälles resultieren hohe Fließgeschwindigkeiten. Somit sind im Untergrund ausgeprägte Grundwasserströme vorhanden, die unterirdischen Bächen gleichen. Deshalb werden Dükerbauwerke planerisch notwendig, damit das künftige Tunnelbauwerk keine übermäßige Veränderung der örtlichen Grundwasserverhältnisse erzeugt.

## • Innerstädtisches Bauen unter Berücksichtigung des Verkehrs auf der B 2

Das Tunnelbauwerk mit seinen sechs Notausstiegsschächten wird im Stadtgebiet von Starnberg realisiert. Unter Verzicht auf Umleitungsstrecken soll der gesamte Verkehr während der Bauzeit auf der B 2 gehalten werden (Bauen unter Verkehr). Dies erfordert verschiedene Bauund Verkehrsphasen. Zudem werden sechs Notausstiegsschächte im Stadtgebiet entstehen. Das gesamte Massenmanagement für die Ver- und Entsorgung der Baustelle ist dabei entsprechend auszurichten. Aufgrund der in Starnberg bekannten Grundwasserverhältnisse sind jegliche Eingriffe in den Baugrund so zu planen, dass schädliche Auswirkungen vermieden beziehungsweise auf ein verträgliches Maß eingeschränkt werden. Sämtliche maßgebenden Belange daraus sind Grundlage aller weiteren Planungsschritte.

Im Rahmen der Öffentlichkeitsarbeit werden wichtige Informationen zum Projekt gegeben. Eine enge Kommunikation im Dialog mit den Bürgern der Stadt und den Fachstellen dient dazu, Vorbehalte gegen das Projekt abzubauen, erforderliche Abstimmungen zu führen und auftretende Fragen klären zu können. Mit Beginn der Baumaßnahme wurde unter anderem beim örtlichen Landratsamt ein Infocenter Tunnel Starnberg installiert, das von der Öffentlichkeit gut angenommen wird. Die eigentliche Tunnelbaumaßnahme wird in den 2020`er Jahren starten nach Abschluss des ersten Bauabschnittes und weiterer Vorarbeiten.

## 2 Detaillierte Beschreibung der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse

## 2.1 Geologische Verhältnisse

Für die Trassenfestlegung und Genehmigungsplanung des Entlastungstunnels Starnberg wurden 1988 bis 2019 insgesamt vier Erkundungsbohrprogramme (EKB) durchgeführt und bei der Erstellung des Baugrundmodells berücksichtigt. Durch insgesamt 183 Bohrungen, Sondierungen sowie Grundwassermessstellen (GWM) wurden detaillierte Informationen zur Schichtung des Baugrunds gesammelt. Die gewonnenen Erkenntnisse sind schematisch in einem Tunnellängsschnitt in Abb. 2.1 dargestellt.

Demnach liegt der Tunnel überwiegend in der stark durchlässigen nichtbindigen bzw. gering durchlässigen bindigen Moräne. Der Hauptkornanteil der nichtbindigen Moräne ist Kies und

der der bindigen Moräne Ton und Schluff. Im Bereich der Portale durchörtert der Tunnel auch die durch Flussläufe abgelagerten und teilweise zu Nagelfluh verfestigten so genannten fluviatilen Sand- Kiesgemische (Fillibeck & Lachmann, 2011).

Unter dem Almeida- und Schlossberg bindet der Tunnel in die deutlich älteren tertiären Tone und Schluffe ein, in die zum Teil Sande und Sandsteinschichten eingelagert sind. In geringerem Umfang wurden auch Seetonablagerungen mit je nach Alter und Ablagerungsbedingung unterschiedlicher Festigkeit erkundet.



Abb. 2.1: Geologischer Längsschnitt mit 3 Grundwasserabschnitten (GWA)

Auf Basis der Bohrungen und Grundwassermessungen wurde vom Lehrstuhl für Hydrogeologie der TU München ein sogenanntes "3D-Faziesmodell" erstellt, in dem die lithologischen Informationen des betrachteten Bereichs dreidimensional dargestellt sind (Zosseder & Albarrán Ordás, 2019). Die Unterscheidung der Lithofaziestypen erfolgt im Faziesmodell nach der Korngrößenverteilung. Abb. 2.2 zeigt die sich aus dem Faziesmodell ergebende Verteilung der Hauptbodenarten Ton, Schluff, Sand und Kies.



Abb. 2.2: 3D-Faziesmodell (Lehrstuhl für Hydrogeologie der TU München)

Abb. 2.3 gibt durch die Gitternetzdarstellung einen räumlichen Einblick in das Modell. Demnach wird der obere Hauptgrundwasserleiter (Kies) durch feinkörnige Barrieren in 3 Grundwasserabschnitte GWA1 bis GWA3 unterteilt. Diese Erkenntnis wird durch die Auswertung von Grundwassermessungen bestätigt (siehe Abb. 2.1).



Abb. 2.3: 3D-Faziesmodell mit Darstellung des Baugrunds im Gitternetz

#### 2.2 Hydrogeologische Verhältnisse

Die hydrogeologischen Verhältnisse beim Tunnel Starnberg sind selbst innerhalb der 3 Grundwasserabschnitte nicht homogen und sind daher als sehr komplex einzustufen. Zur Beschreibung der hydrogeologischen Verhältnisse waren daher sehr umfangreiche Erkundungsprogramme mit zeitabhängigen Wasserspiegel- und Fließrichtungsmessungen erforderlich. Abb. 2.4 zeigt im Lageplan die Isohypsen (hellgrün), die gleiche Grundwasserspiegelhöhe aufweisen. Die gestrichelten dunkelblauen Pfeile zeigen die Grundwasserfließrichtungen senkrecht zu den Isohypsen. Der Grundwasserabschnitt 1 (GWA 1) befindet sich im südlichen Bereich des Tunnel Starnberg. Durch die beiden bindigen Moränenablagerungen im Nordwesten und Südosten hat der GWA 1 eine trichterförmige Gestalt, durch die das Grundwasser von Südwesten nach Nordosten dem GWA 2 zufließt. Nördlich des "Trichters" befinden sich Fischzuchtteiche der Bayerischen Landesanstalt für Landwirtschaft; Institut für Fischerei, deren Quellen vom GWA 1 gespeist werden. Demzufolge ist im GWA 1 von einer Strömung Richtung Nord-Nordost auszugehen.



Abb. 2.4: Lageplan mit Grundwasserisohypsen

Der Grundwasserabschnitt 2 befindet sich im mittleren Bereich des Tunnel Starnberg zwischen ca. <u>Bau-km 1+000 und Bau-km 2+000</u> und grenzt an den GWA 1 an. In südlichen Bereichen des GWA 2 (<u>Bau-km 1+000 und Bau-km 1+450</u>) sind relativ mächtige Kiesschichten mit einer hohen Durchlässigkeit vorhanden. Hier fließt das Grundwasser überwiegend senkrecht zum Tunnel und weiterhin direkt zum See. Aufgrund des sehr großen hydraulischen Gefälles und des ungünstigen Anströmwinkels von 90° zum Tunnel ist mit einer erheblichen Beeinflussung auf die Grundwasserverhältnisse rechnen, wenn keine Gegenmaßnahmen ergriffen werden. Zwischen <u>Bau-km 1+450 und Bau-km 2+000</u> wurde der Aquifer Q<sub>2</sub> in geringmächtigen, durchlässigen Zwischenschichten angetroffen, die in die bindige Moräne eingelagert sind. In diesem Abschnitt des Aquifers Q<sub>2</sub> strömt das Grundwasser mit einem vergleichsweise kleineren hydraulischen Gefälle nach Osten zum Starnberger See.
Ab <u>Bau-km 2+000</u> im nördlichen Tunnelabschnitt (GWA 3) sind wieder mächtigere Kiesschichten vorhanden, in denen mittlere bis hohe Durchlässigkeiten ermittelt wurden. Die Wasserspiegeldifferenzen betragen im GWA 3 nur einige Dezimeter. Der Unterschied der Grundwasserisohypsen zum Seeniveau ist hier sehr gering.

# 3 Numerische Grundwasseraufstauberechnungen

## 3.1 Allgemeines

Da der Tunnel Starnberg bereichsweise im Grundwasserleiter quer zur Strömungsrichtung zu liegen kommt, wird durch ihn die Grundwasserspiegelhöhe unzulässig beeinflusst, wenn nicht Grundwasserüberleitungsmaßnahmen (Düker) vorgesehen werden. Nach Angaben der Wasserrechtsbehörden darf der durch den Tunnel auftretende Aufstau und Sunk einen Grenzwert von 80 cm nicht überschreiten. Aufgrund dessen sind in allen Grundwasserabschnitten Düker geplant. Düker funktionieren nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren, wobei über Dränelemente (Vertikal- oder Horizontalbrunnen auf der Anströmseite das Wasser aufgenommen und auf der Abströmseite wieder abgegeben wird. Nachfolgend wird am Beispiel des GWA 1 die Modellierung und Dimensionierung der Dükeranlagen beschrieben und erläutert.

## 3.2 Geplante Dükermaßnahmen im GWA 1

Wie bereits beschrieben, ist der GWA 1 durch die beiden bindigen Moränenablagerungen im Nordwesten und Südosten begrenzt und besitzt eine trichterförmige Gestalt. Ein Teil des Grundwassers tritt als Quellwasser aus und speist die Fischzuchtbecken der Bayerischen Landesanstalt für Landwirtschaft; Institut für Fischerei. Wie im Lageplan links oben in Abb. 3.1 zu sehen ist, sperrt der Tunnel den Grundwasserfluss nahezu vollständig ab.



Abb. 3.1: Dükermaßnahmen für den GWA 1

Zur Begrenzung des Grundwasseraufstaus vor dem Tunnel bzw. des Sunks hinter dem Tunnel wurden zwei Grundwasserüberleitungsanlagen (Düker) in GWA 1 geplant. Düker 1 besteht aus 5 Vertikalbrunnen am nördlichen Ende der Startbaugrube zwischen Bau-km 0+440 und 0+486 und Düker 2 aus 2 Schächten mit je 15 Horizontalfilterbrunnen bei ca. Bau-km 0+677. Die Schächte sind durch eine unter dem Tunnel befindliche horizontale Leitung verbunden.

Ob diese Maßnahmen zur Reduzierung des Aufstaus und Sunks ausreichend sind, wurde am Zentrum Geotechnik der TU München anhand von aufwändigen 3D-Grundwassersimulationsberechnungen beurteilt. Diese Berechnungen werden nachfolgend erläutert.

#### 3.3 Modellaufbau und Randbedingungen

Die Geometrie des Aquifers Q<sub>1</sub> wurde gemäß dem Faziesmodell gewählt. Dabei bildet die Geländeoberfläche die Modelloberkante und die Oberfläche der bindigen Tertiärtonschicht die Modellunterkante. Danach wurden die Grundwassermessdaten der Stichtagsmessungen mit Hilfe des Programms "SURFER" interpoliert. Es wurde ein stochastisches Interpolationsverfahren - nämlich die radiale Basisfunktion - zur Erstellung des Grundwassergleichplans verwendet. Die interpolierten Grundwasserisohypsen aus der Stichtagsmessung 2019 (STM 2019) dienten als Grundlage zur Bestimmung der seitlichen Modellgrenzen und deren Randbedingungen. Diese wasserundurchlässigen Ränder (bindige Moräne) verlaufen parallel zur Fließrichtung bzw. senkrecht zu den Isohypsen.

Die Grundwasseraustritte zu den am nördlichen Rand gelegenen Fischzuchtquellen werden mit der sogenannten Seepage-Randbedingung modelliert, bei der eine Austrittshöhe am Modellrand zu definieren ist. Nur wenn der Wasserstand diese Höhe übersteigt, fließt im Modell Wasser aus.

Die nordöstlichen und südwestlichen Ränder wurden so gewählt, dass sie jeweils parallel zu der lokalen Isohypse verlaufen (konstante Potentialhöhe). Unter stationären Verhältnissen gemäß der STM 2019 wurde am südwestlichen Einflussrand ein konstantes Potential von 616,0 müNN und nordöstlichen Ausflussrand von 602,6 müNN angesetzt.



Abb. 3.2: Darstellung der Randbedingungen für das Modell von GWA 1

Im nächsten Schritt erfolgt die Modellierung der Tunnel- und Dükerbauwerke sowie danach die 3D-Modellvernetzung im FE-Programm FEFLOW. Die Düker inklusive der Brunnen, Schächte, Horizontaldräns sowie Verbindungsrohrleitungen wurden mit in FEFLOW definierbaren eindimensionalen Discrete-Feature-Elementen simuliert.

#### 3.4 Modellkalibrierungen

Als nächstes erfolgt die Kalibrierung des Grundwassermodells mit Hilfe des Programms PEST. PEST steht für "Parameter **EST**imation" und ermöglicht die automatisierte Kalibrierung von Grundwassermodellen auf Basis von Pilot Points unter Anwendung mathematischer Regularisierungsmethoden. Hierzu werden die Unterschiede zwischen gemessenen und simulierten Grundwasserständen an den Grundwassermessstellen in eine Zielfunktion eingeschrieben, welche durch die iterative Anpassung von k-Werten minimiert wird.

Im Kalibrierungsvorgang werden k-Werte an 94 vorher definierten Pilot Points solange iteriert, bis die errechneten Grundwasserstände bestmöglich mit den gemessenen Grundwasserständen an 16 Messstellen übereinstimmen. Abb. 3.3 zeigt die Kalibrierung der k-Werte anhand der stationären STM 2019.



Abb. 3.3: Stationäre Kalibrierung des Modells anhand von der STM 2019

Neben der stationären Kalibrierung wurde zusätzlich eine instationäre Kalibrierung ausgeführt, bei der die zeitliche Veränderung der Grundwasserspiegelhöhe berücksichtigt werden kann. Im Zuge der instationären Kalibrierung wurde eine 1500-Tage-Simulation durchgeführt, in der die konstanten Randbedingungen einer Grundwassermessstelle durch in gleichem Zeitraum aufgenommene Grundwasserganglinien ersetzt wurden. Zur Validierung dieser zeitabhängigen Kalibrierung sind beispielhaft in Abb. 3.4 fünf Ganglinien dargestellt. Ausgezogen sind die errechneten und gestrichelt die gemessenen Ganglinien wiedergegeben.



Abb. 3.4: Ergebnisse der instationären Kalibrierung am Beispiel von 5 Ganglinien

Die maximale Differenz beträgt wenig über 10 cm, die Rechenergebnisse stimmen somit hervorragend mit den Messwerten überein. Somit kann das kalibrierte Modell die tatsächlichen Grundwasserverhältnisse sehr gut wiedergeben.

### 3.5 Grundwasseraufstauberechnungen

Mit dem so erstellten und kalibrierten Modell wurden mit FEFLOW umfangreiche Vergleichsberechnungen mit dem Tunnel und verschiedenen Dükermaßnahmen durchgeführt. Den Berechnungen wurde ein ungünstiger Maximalwasserstand HW<sub>End</sub> mit einer etwa 100-jährlichen Auftretenswahrscheinlichkeit zugrunde gelegt. Wie in Abb. 3.5 dargestellt, ergibt sich durch den Tunnel ohne Dükermaßnahmen entlang des Tunnels ein maximaler Grundwasseraufstau im Anströmbereich von 2 m und eine maximale Grundwasserabsenkung im Abströmbereich von 1,8 m. Die erlaubten Grenzwerte von 0,8 m werden also ohne Dükermaßnahmen deutlich überschritten.



Abb. 3.5: Grundwasseraufstauberechnung ohne Düker

Zur Optimierung der Dükermaßnahmen wurden die Abmessungen und die Lage der beiden Düker variiert. Beispielhaft zeigt Abb. 3.6 Ergebnisse der Aufstauberechnung mit dem Düker 1, bestehend aus 5 Vertikalbrunnen und dem Düker 2 mit jeweils 15 Horizontaldräns mit je 20 m Länge. Zwischen den beiden Dükern verbleibt ein maximaler Sunk von 60 cm und nördlich Düker 2 ein maximaler Aufstau von 55 cm. Somit kann der seitens der Wasserrechtsbehörden festgelegte maximale Aufstau bzw. Sunk von 80 cm eingehalten werden.



Abb. 3.6: Grundwasseraufstauberechnung mit Düker

Als Fazit lässt sich festhalten, dass mit dem Programm FEFLOW selbst die hier vorliegenden, sehr komplexen, schwierigen Grundwasserverhältnisse sehr gut modelliert werden konnten. Die erfolgten Berechnungen sind zwar aufwändig, sie bieten aber die Möglichkeit, die erforderlichen Dükermaßnahmen zu bemessen und auch zu optimieren. Dies ist mit herkömmlichen analytischen Berechnungsverfahren unter den hier vorliegenden schwierigen Randbedingungen nicht mehr geeignet möglich.

## 4 Reduzierung des Suspensionsverlusts beim Hydroschildvortrieb

Die vorliegenden geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse führten zu einer weiteren geotechnischen Fragestellung, die im Zuge der Planung des Tunnel Starnberg am Zentrum Geotechnik der TU München vertieft untersucht wurde und nachfolgend vorgestellt wird:

Der Bau des Tunnel Starnberg wird als Hydroschildvortrieb vorgesehen. In Abb. 4.1 ist das Vortriebssystem mit der hydraulischen Ortbruststützung schematisch dargestellt. In der Abbaukammer herrscht ein Überdruck, der größer sein muss, als der an der Ortsbrust wirkende Erd- und Wasserdruck. Als Stützmedium wird eine Bentonitsuspension verwendet, die gleichzeitig auch als Fördermedium dient.



Abb. 4.1: links: Vortriebssystem mit Hydroschildvortrieb, rechts: Fischzuchtanlage in der Nähe der Tunneltrasse

Für den Hydroschildvortrieb in stark durchlässigen Kiesen ist zu klären:

- a) Lassen sich mit einer Bentonitsuspension auch die sehr stark durchlässigen Kiese stützen oder dringt die Suspension zu stark in die Kiese ein?
- b) Wie kann verhindert werden, dass durch die Bentonitsuspension eine nachteilige Beeinflussung der Fischzuchtanlage der Bayerischen Landesanstalt geschieht?

Um das Eindringen der Suspension so gering wie möglich zu halten, ist es erforderlich, die Suspension bestmöglich einzustellen, wobei prinzipiell 2 Situationen zu unterscheiden sind: Im Einzelfall bei lokal auftretenden stark durchlässigen Schichten (sogenannte Rollkieslagen) kann man durch Zugabe von Stoffen, die Poren des anstehenden Kieses verstopfen (z.B. Bentonitgranulat, Papierschnitzel, Sägespäne usw.). Wenn dagegen der anstehende Boden dauerhaft stark durchlässig ist, kann durch Zugabe eines Füllstoffs (Boden) zur Bentonitsuspension die Suspensionseigenschaft gezielt verändert werden. Vorab der durchgeführten Versuche waren dabei folgende bodenmechanischen Wirkungsweisen vorstellbar:

- a) Verwendung einer Suspension, die gegenüber dem anstehenden Boden filterstabil ist. Es bildet sich an der Ortsbrust ein Filterkuchen aus, der verhindert, dass die Suspension in den Boden eintritt.
- b) Verwendung einer nicht filterstabilen Suspension, die aufgrund der vorhandenen hohen Viskosität bzw. Fließgrenze nicht oder nur sehr bedingt in den anstehenden Boden eindringt.

Zur Klärung der Fragestellung wurden am Zentrum Geotechnik der TU München spezielle Eindringversuche in einem Säulenversuchsstand durchgeführt. Abb. 4.2 zeigt schematisch die Versuchsanordnung.



Abb. 4.2: Versuchsanordnung für Eindringversuche

Über eine Höhe von 1 m wird in die Versuchssäule der anstehende Boden (hier als Basiserdstoff BE bezeichnet) eingebaut. Als Basiserdstoff wurde ein stark durchlässiger Kies mit der Körnung 4 / 8 mm eingebaut und bis zur Oberkante mit Wasser gesättigt (siehe Unterwasserspiegel). Anschließend wird der Hahn an der unteren Säule verschlossen. Nachfolgend fließt über den oberen Vorratsbehälter die mit Füllstoff gemischte Suspension in die Versuchssäule auf den Erdstoff. Über Druckluft kann das Gesamtsystem mit einem Überdruck von bis zu 1,5 bar beaufschlagt werden. Mit dem Versuchsbeginn wird der untere Hahn geöffnet und das Füllstoff-Suspensionsgemisch dringt in den Erdstoff ein. Es wird die Eindringung der Suspension in den Erdstoff in Abhängigkeit vom eingestellten Druck und der Zeit gemessen.

In Abb. 4.3 sind die Korngrößenverteilungen der verschiedenen untersuchten Füllstoffe dargestellt. Wie die Anwendung von Filterkriterien ergeben hat, sind die untersuchten Füllstoffe FS4 und FS5 gegenüber dem Erdstoff 4 / 8 mm filterstabil, nicht dagegen der Füllstoff FS 1, ein Tertiärer Ton. Der Füllstoff FS 4 weist gegenüber FS 5 eine relativ steile Körnungslinie auf.



Abb. 4.3: Korngrößenverteilungen der untersuchten Füllstoffe

Nachfolgend werden ausgewählte Ergebnisse der Untersuchungen dargestellt, zunächst mit dem Füllstoff 1. In der Tabelle in Abb. 4.4 sind die Versuchsrandbedingungen der dargestellten Versuche und in der zugehörigen Grafik die zugehörigen Eindringtiefen in Abhängigkeit von der Zeit und dem gewählten Überdruck dargestellt.



Abb. 4.4: Versuche mit Füllstoff 1 (nicht filterstabil zu 4/8)

Beim Versuch mit Füllstoff 1 bei einer Bentonitkonzentration von 50 g/l und einer Suspensionsdichte von 1,35 g/cm<sup>3</sup> wurde selbst bei einem Überdruck von 1,5 bar über eine lange Versuchsdauer von 40 Minuten nur eine geringe Eindringtiefe gemessen. Die Eindringung stagnierte. Mit abnehmender Dichte der Suspension (geringerer Füllstoffanteil) nahm die Eindringung unter sonst gleichen Randbedingungen zu. Der Versuch ohne Bentonit zeigte allerdings selbst bei hoher Suspensionsdichte und nur geringem Überdruck eine starke Eindringung ohne dass es zu einer Stagnation kam. Mit dem Füllstoff 1 ist also die thixotrope Eigenschaft des Bentonits erforderlich, um eine Reduzierung der Eindringung in den Basiserdstoff zu erreichen.

Im Vergleich dazu sind Ergebnisse der Versuche mit den Füllstoffen FS 4 und FS 5 in Abb. 4.5 dargestellt, die gegenüber dem Erdstoff 4 / 8 filterstabil sind.



Abb. 4.5: Versuche mit Füllstoff 4 und 5 (filterstabil zu 4/8)

Diese Versuche wurden ebenfalls immer mit 50 g/l Bentonit ausgeführt. Bei etwa gleicher Suspensionsdichte wies der Versuch mit FS 4 selbst bei geringem Überdruck von 0,2 bar bereits eine hohe Eindringung von fast 50 cm auf, wobei sich erst nach langer Versuchsdauer eine Stagnation einstellte. Dagegen konnte mit FS 5 auch bei einem Überdruck von 1,5 bar bereits nach kurzer Versuchsdauer eine Stagnation mit nur sehr geringer Eindringung < 10 cm festgestellt werden. Mit beiden Füllstoffen bildet sich auf der Oberfläche des Erdstoffs ein Filterkuchen. Allerdings ist die Durchlässigkeit des Filterkuchens von FS 4 aufgrund dessen Gleichkörnigkeit noch so groß, dass die Bentonitsuspension nicht durch den Filterkuchen zurückgehalten werden kann, es wird nur die Eindringzeit reduziert. Die Suspension mit FS 4 ist also in sich nicht stabil. Die Suspension mit FS 5 ist dagegen stabil, es kommt mit der Filterkuchenbildung nicht zu einer Trennung zwischen Füllstoff und Suspension und damit insgesamt nur zu einer sehr geringen Eindringung.

Als Blindversuch ist in Abb. 4.5 ergänzend ein Versuch nur mit Bentonit ohne Füllstoff dargestellt. Dieser Versuch musste bereits nach kurzer Zeit und geringem Überdruck aufgrund der großen Eindringung abgebrochen werden. Es ist also auf jeden Fall ein Füllstoff erforderlich, um die Suspensionseindringung in den Basiserdstoff zu verhindern.

Als Fazit lässt sich zu den Versuchen nach derzeitigem Stand feststellen, dass die Eindringung der Suspension in einen stark durchlässigen Boden durch die Zugabe eines Füllstoffes und damit die Erhöhung der Suspensionsdichte stark reduziert werden kann. Hierzu ist nicht zwingend ein Füllstoff erforderlich, der gegenüber dem anstehenden Boden filterstabil ist. In allen Fällen zeigte sich allerdings, dass Bentonit erforderlich ist, bzw. das Ergebnis sehr positiv beeinflusst. Dies wird auf die thixotrope Eigenschaften des Bentonits zurückgeführt. Da es im Zuge der Separierung schwierig sein wird, jederzeit eine Suspension in der Abbaukammer zu gewährleisten, die gegenüber dem anstehenden Boden filterstabil ist, kommt Füllstoffen eine besondere Bedeutung zu, die aufgrund ihrer Viskosität in Verbindung mit Bentonit eine Suspensionseindringung verhindern können. Zum Einfluss der Viskosität derartiger Füllstoffe sind die derzeit am Zentrum Geotechnik der TU München noch weiterführende Untersuchungen vorgesehen.

# 5 Literatur

- Fillibeck, J., & Lachmann, M. (2011). B2 Tunnel Starnberg Erkundung des heterogenen Baugrundes und Auswirkungen auf die Planung. *Geotechnik-Tag 2011.* München.
- Lachmann, M., & Fillibeck, J. (2010). *Hydrogeologisches Gutachten Teil 2 Folgerungen für die Baumaßnahme, Proj. Nr. 11485/138.* München: Prof. Dr.- Ing. N. Vogt.
- Schneider, G. (1981). Berechnung der Beeinflussung des Grundwasserstroms durch Baumaßnahmen. *Die Bautechnik* 2, S. 67-69.
- Zosseder, K., & Albarrán Ordás, A. (2019). 3D-Geologische Faziesmodellierung und Bewertung der großräumigen hydrogeologischen Situation im Rahmen des geplanten Tunnels Starnberg. München: Technische Universität München.

# Geotechnische Charakterisierung von Störzonenmaterial und ihre Anwendung im Tunnelbau

Dr.-Ing. Erich Pimentel ETH Zürich, Zürich

## 1 Einführung

Die Durchörterung von Störzonen bei tiefliegenden Tunnel stellt immer eine grosse Herausforderung dar. Im vorliegenden Beitrag wird nach einer allgemeinen Beschreibung von Störzonenmaterial das Ausbaukonzept und dessen Bemessung am Beispiel einer lang ausgedehnten Störzone des Gotthard Basistunnels gezeigt. Die Versuchstechnik zur Ermittlung der dafür benötigten Parameter, d.h. für die geotechnische Charakterisierung von Störzonenmaterial wird in den darauffolgenden Kapiteln beschrieben. Diese Technik beinhaltet neben den Anforderungen an die Prüfapparatur und an die Prüfkörperherstellung, die annähernde Wiederherstellung des in-situ Zustandes der Probe vor dem Versuch sowie die Versuchsdurchführung und Auswertung der Versuche.

#### 2 Störzonenmaterial

Unter Störung versteht man in der Geologie eine Verwerfung, d.h. eine Trennfuge im Gebirge mit einer Verstellung der angrenzenden Schollen (Murawski & Mayer, 2010). Aufgrund des ursächlichen tektonischen Vorgangs können Bereiche starke Deformationsspuren und somit eine starke Veränderung des Gefüges aufweisen. Diese Bereiche bezeichnet man in der Geotechnik als Störzonen.

In der Literatur werden verschiedene Begriffe zur Beschreibung von infolge Tektonik zerbrochenem Fels verwendet, wie Kakirite, Bruchbreccien oder Kataklasite. Der Begriff Kakirite wurde von Svenonius eingeführt um hoch tektonisierte Gesteine zu beschreiben, die entlang einer Störzone am See Kakir in Lappland angetroffen wurden (Murawski & Mayer, 2010). Diese Gesteine werden wegen ihres Gefüges auch Bruchbreccien genannt (Cloos, 1936). Gemäss Murawski & Mayer (2010), falls die Brucherscheinungen bis in die einzelnen Körner des Gesteins gehen, bilden sie Kataklasite. Allerdings versteht man unter Kataklasite auch Gesteine die durch Kataklase entstanden sind, aber durch nachträgliche Rekristallisation oder Zementierung eine Kohäsion aufweisen, d.h. es hat erneut eine Gesteinsgenese stattgefunden. Kataklase ist der tektonisch bedingte Prozess bei dem Zerbrechungserscheinungen in und an den Einzelmineralien eines Gesteins entstehen (Murawski & Mayer, 2010). Im englischsprachigen Raum werden in Abhängigkeit des Anteils der sichtbaren Partikel nach der Kataklase auch die Begriffe «fault breccie» (tektonische Breccie) für mehr als 30% und «fault gouge» (Gesteinsmehl, gem. Heitzmann, 1985) für weniger als 30% verwendet (Sibson, 1977). Aus geotechnischer Sicht gibt es keine markanten Unterschiede, die das mechanische Verhalten betreffen (ausgenommen verfestigte Kataklasite). Daher wird – Sibson folgend – in der Folge als Sammelbegriff für die oben genannten Begriffe (Kakirite, Bruchbreccien, Kataklasite, tektonische Breccie oder Gesteinsmehl) der Ausdruck Störzonenmaterial verwendet. Beispiele für Proben aus den Störzonen verschiedener Tunnelbauprojekte werden in Bild 1 gezeigt.

Die Gesteine aus den Störzonen verfügen nur über eine sehr geringe bis keine Kohäsion und weisen daher eine geringe Festigkeit und hohe Verformbarkeit auf. Diese Gesteine können auch als Vertreter der sogenannten Geomaterialien im Übergangsbereich «soft rock – hard soil» (Weichgestein – harte Böden) angesehen werden. Ferner und infolge der Kataklase zeigen sie nicht nur eine erhöhte Porosität gegenüber dem ursprünglichen Gestein, sondern auch ein weitestgehend zusammenhängendes Porenraumsystem. Daher wird das Gebirge unterhalb des Grundwasserspiegels wasserführend und gesättigt sein. Demzufolge muss das mechanische Verhalten von Störzonenmaterial in Termen der effektiven Spannungen ausgewertet werden.



Bild 1: Proben aus Störzonen a) Gotthard Basistunnel – dritte Erkundungskampagne, b) Zweite Röhre Gotthard Strassentunnel, c) Gotschnatunnel und d) Semmering Basistunnel

### 3 Druckhaftes Gebirge

Unter hohen Drücken und in Anwesenheit von Grundwasser kann sich Störzonenmaterial aufgrund der geringen Festigkeit und grossen Verformbarkeit druckhaft verhalten. Unter Druckhaftigkeit versteht man grosse zeitabhängige Verformungen des umgebenden Gebirges eines Tunnels, welche durch Überbeanspruchung verursacht werden (ISRM, 1995) (Bild 2). Daher stellt druckhaftes Gebirge einen der problematischsten Untergründe für den Tunnelbau dar, so z.B. war es der Fall in der Schweiz bei den Störungen des Tavetscher Zwischenmassivs Nord (TZM-N) und der Clavaniev Zone (CZ) des Gotthard Basistunnels, der Linea Val Cola des Ceneri Basistunnels oder der Hotee Zone des Eyholz Tunnels.

Beim Tunnelbau im druckhaften Gebirge kann der Ausbau nach dem Widerstands- oder nach dem Ausweichprinzip gestaltet und bemessen werden. Grundlage für die Bemessung ist die Gebirgskennlinie (Bild 3). Sie stellt für den Fall eines kreisrunden Tunnelquerschnitts den Zu-

sammenhang zwischen dem Ausbauwiderstand p und der radialen Verschiebung des Hohlraumrandes u infolge der Gebirgsverformung dar (Bild 3). Beim Widerstandsprinzip muss der Ausbau sehr steif sein und sein Einbau schnell erfolgen. Daher werden nur geringe Verformungen (u1 in Bild 3) zugelassen und es bildet sich allmählich ein hoher Gebirgsdruck auf den Ausbau (p1 in Bild 3). Sollte dieser die Tragfähigkeit des Ausbaus überschreiten, so versagt der Ausbau (Beispiel siehe Bild 2). Im zweiten Fall, dem Ausweichprinzip, macht man sich den stark nichtlinearen Verlauf der Gebirgskennlinie zunutze. Hierbei wird mittels temporären nachgiebigen Ausbaus eine Verschiebung kontrolliert zugelassen (u<sub>2</sub> in Bild 3) und erst nach erfolgter Verschiebung wird der definitive steife Ausbau eingebaut. Dadurch wird der Gebirgsdruck, der sich auf den letztgenannten definitiven Ausbau bildet (p2 in Bild 3), gegenüber dem ersten Fall stark reduziert, d.h. der definitive Ausbau muss auf einen deutlich geringeren Gebirgsdruck bemessen werden. Wegen den oben genannten Verformungen für den nachgiebigen Ausbau muss ein Querschnitt mit entsprechendem Mehrausbruch ausgebrochen werden (Bild 6c). Es ist offensichtlich, dass nur mit repräsentativen Parametern eine Gebirgskennlinie berechnet werden kann, die eine zuverlässige Bemessung des Ausbaus ermöglicht. Für ein elasto-plastisches Materialverhalten werden diese - wie in den nachfolgenden Kapiteln beschrieben - mittels geeigneter Triaxialversuche bestimmt.



Bild 2: Die Sanierung einer verdrückten Stollenstrecke des Sicherheitsstollens des Gotthard Strassentunnels (Kóvari et al., 1999)



Bild 3: Gebirgskennlinie

## 4 Fallbeispiel Gotthard Basistunnel

Das Konzept des temporären nachgiebigen Ausbaus für druckhaftes Gebirge wird am Beispiel der Durchörterung des Tavetscher Zwischenmassivs Nord (TZM-N) und der Clavaniev Zone (CZ) des Gotthard Basistunnels (GBT) nachfolgend gezeigt. Der 57 km lange doppelröhrige GBT durchquert die Alpen und ist das Herzstück des Projektes Neue Eisenbahn-Alpentransversale (NEAT) der Schweiz. Die NEAT dient der Verbesserung der Eisenbahnverbindungen auf der Nord-Süd-Achse in Europa. Detaillierte Informationen zum Bau des GBT finden sich in FGU (2016).

Weltweit gab es vermehrt Beobachtungen von druckhaftem Gebirge, welches wegen mangelnder Standsicherheit nicht nur die Sicherheit des Personals gefährdete, sondern auch zu erheblichen Verzögerungen führte, wie z.B. beim Tauern-, Karawanken-, Inntal- und Galgenbergtunnel in Österreich, San Vitale und Fleres Tunnel in Italien, Karmui-, Kubiki-, Enasan-, Nakayama-, Seikan-, und Orizumetunnel in Japan, Ayatunnel in der Türkei und Furka- und Vereinatunnel in der Schweiz (Staus & Kóvari, 1996). Aber auch beim Bau des nahliegenden Sicherheitsstollens des Gotthard Strassentunnels wurde Druckhaftigkeit beobachtet. In diesem Fall wurde nach der erfolgreichen Durchörterung einer Störzone und dem Einbau der steifen Ausbruchsicherung der Ausbau zerdrückt (Bild 2 Hintergrund). Diese Strecke musste reprofiliert und neu gesichert werden (Bild 2 Vordergrund). Wegen der Gefährdungen infolge druckhaftem Gebirge galten bereits zu Beginn der Planung des GBT die Durchguerung des TZM-N und der CZ als Schlüsselstelle. Die Geologie des GBT kann für den Tunnelbau als weitestgehend unproblematisch eingestuft werden, sodass der überwiegende Teil der zwei Hauptröhren mittels offener Gripper-Tunnelbohrmaschinen (TBM) vorgetrieben werden konnte (Bild 4). Das TZM-N und die CZ können zusammen als eine etwa einen Kilometer lange Störzone betrachtet werden und mussten konventionell aufgefahren werden. Die Überlagerung variiert zwischen etwa 800 und 1000 m (Bild 5).



Bild 4: Geologisches Längsprofil (oben), Vortriebsmethoden (Mitte) und Tunnelsystem des GBT (unten) (© AlpTransit Gotthard AG, modifiziert)



Bild 5: Geologisches Längsprofil des TZM-N und der CZ (© AlpTransit Gotthard AG, modifiziert)



Bild 6: a) Zusammenbau der TH-Stahlprofile zu längeren Segmenten mit vorgeschriebenem Abstand, b) schematische Darstellung des Querschnitts vor und nach erfolgter Deformation und c) Montage der Segmente zu einem nachgiebigen Stahlbogen



Bild 7: Stärkst möglicher Ausbau (links) und schematischer Ausbaukonzept des TZM-N und der CZ (rechts) (Kóvari & Ehrbar, 2008)

Das Ausbaukonzept und deren Bemessung für das TZM-N und die CZ wird in Kóvari & Ehrbar (2008) ausführlich beschrieben. Demnach zeigten die Berechnungen der Gebirgskennlinie, dass selbst wenn eine radiale Verformung von 0.4 m zugelassen wäre, würde sich ein Gebirgsdruck von etwa 2 MPa einstellen. Da damals dieser oder höhere Ausbauwiderstände als nicht machbar galten, wurde ein nachgiebiger Ausbau ausgewählt. Beide Tunnelröhren wurden im Vollausbruch mit kreisrundem Querschnitt ausgebrochen. Damit konnte sich - unter der Annahme eines isotropen Materialverhalten – eine gleichmässige und daher statisch günstige Spannungsverteilung einstellen. Als nachgiebige Elemente wurden, wie im deutschen Bergbau üblich, Kreissegmente aus TH-Stahlprofilen eingesetzt. Die Segmente werden mittels Gleitverbindungen zum Stahlbogen montiert (Bild 6 a). Dabei befinden sich die Segmente auf zwei unterschiedlichen Ebenen, sodass die Segmente jeder Ebene einen Kreis mit je einem vorgeschriebenen Abstand (Autangential in Bild 6b) zwischen den Segmenten bilden. Die Summe der Abstände Autangential entspricht der Verkleinerung des Tunnelumfangs und ist proportional zur radialen Verschiebung der Tunnelwand (u in Bild 3). Nachdem die zugelassenen Verformungen erfolgt sind, werden weitere Verformungen mittels Spritzbeton blockiert. Schlussendlich erfolgte der definitive Ausbau mit Ortbeton (Bild 7). Der lichte Querschnittsdurchmesser im TZM-N und der CZ betrug 8 m.

Schon während des Baus des GBT wurden, als Alternative zu den TH-Stahlprofilen, Stauchelemente für andere Tunnelprojekte entwickelt und eingesetzt. In diesen Fällen wurden in der Spritzbetonschale der temporären Sicherung Schlitze in Längsrichtung freigehalten in denen diese Stauchelemente platziert wurden. Um die Standsicherheit des Querschnitts während des Verformungsvorganges zu gewährleisten, werden z.B. TH-Stahlprofile wie beim TZM-N eingesetzt, allerding leichtere Profile und mit einem grösseren Abstand zwischen den nachgiebigen Stahlbögen. Die Vorteile dieser Systeme sind neben der Wirtschaftlichkeit auch, dass die Querschnitte nicht kreisrund sein müssen. Bild 8a zeigt ein Beispiel am Zugangsstollen Saint Martin La Porte des Mont Cenis Basistunnels zwischen Lyon undTurin (Barla, 2009). In Bild 8b und 8c werden weitere Beispiele für Stauchelemente gezeigt.

Es wurden drei Erkundungskampagnen beim TZM-N und der CZ durchgeführt. In der ersten Kampagne (Bohrungen SB 1, SB 2 und SB 3.1 in Bild 5) wurden die gewonnenen Proben – wie in der Felsmechanik üblich – ohne Kontrolle des Porenwasserdruckes geprüft. Daher waren die Ergebnisse für das Projekt unbrauchbar. In der zweiten Kampagne (Bohrung SB 3.2 in

Bild 5) erfolgte die Durchführung der Triaxialversuche mit Kontrolle des Porenwasserdruckes. Die Ergebnisse aller Versuche waren konsistent und lieferten eine solide Basis für die Auslegung des Ausbaukonzeptes (Vogelhuber, 2007). Die starke Variabilität des Störzonenmaterials entlang der Strecke des TZM-N und der CZ machte die Durchführung einer dritten Kampagne notwendig und zwar während des Tunnelvortriebes. In diesem Zusammenhang wurde die gesamte Strecke in beiden Tunnelröhren mittels Horizontalbohrungen vorgängig erkundet. Die Länge der Bohrungen mit Kerngewinn variierte zwischen 80 und 120 m. Unmittelbar nach jeder Bohrung wurden die Kerne vor Ort beurteilt und die ausgewählten Kerne ins Felslabor der ETH Zürich zur Bestimmung ihrer geotechnischen Kennwerte transportiert. Binnen zwei Wochen mussten die Ergebnisse vorliegen, sodass, basierend auf diesen Laborergebnissen und der Klassifikation der Kernstrecke vor Ort, der Ausbau für die entsprechenden Teilstreckenbereiche rechtzeitig ausgelegt werden konnte. Vor dem Erreichen des Bohrlochtiefsten d.h. mit einer entsprechenden Überlappung wurde die nächste Bohrung angesetzt. Dieser Vorgang wiederholte sich in beiden Tunnelröhren bis zur vollständigen Durchquerung der Störzone. Die mittlere Vortriebsrate betrug 1.1 m/Tag. In etwa 50% des TZM-N und CZ betrug der Mehrausbruch 50 cm und der Abstand zwischen den Stahlbögen 0.65 m.

Die Durchführung der Triaxialversuche während der zweiten Erkundungskampagne erforderte die Entwicklung einer entsprechenden Versuchstechnik (Vogelhuber, 2007). Bei der dritten Kampagne wurden einige Komponenten ebendieser verbessert. Diese Entwicklung wurde mit der Durchführung von weiteren Serien von Triaxialversuchen an Störzonenmaterial anderer Tunnel sowie auch an anspruchsvollen Materialien, wie z.B. die Breccias aus dem Gibraltartunnel oder Opalinuston aus dem Mt. Terri Tunnel fortgesetzt, sodass mittlerweile alle Komponenten aus der zweiten Erkundungskampagne ersetzt worden sind. Die in den nächsten Kapiteln beschriebene Versuchstechnik entspricht dem letzten Stand dieser Entwicklung.



Bild 8: Stauchelemente a) Einsatz von hiDCon® als Stauchelemente und TH Stahlprofile beim Mont Cenis Basistunnel (Barla, 2009), b) hiDCon Element, c) Line Stress Controller (LSC<sup>TM</sup>) Element und d) WABE Element

#### 5 Anforderungen an die Versuchstechnik

Zielsetzung der anzuwendenden Versuchstechnik ist die Bestimmung repräsentativer Festigkeits- und Verformungsparameter des Störzonenmaterials, um mit diesen Kennwerten eine zuverlässige Auslegung des Ausbaukonzeptes zu ermöglichen. Die Ermittlung dieser Parameter kann mittels Triaxialversuchen erfolgen. Deren Durchführung ist zwar weitestgehend standarisiert (siehe z.B. ASTM 2011, ISRM 1983), allerdings sind diese Normen und Empfehlungen nur für eher typische Boden- oder Felsproben anwendbar und nicht für das Übergangsmaterial «soft rock – hard soil» aus tiefliegenden Tunnel. Die Standardversuchsvorrichtungen und Normen bzw. Empfehlungen für die Durchführung von Triaxialversuchen an Boden- oder Felsproben weisen Gemeinsamkeiten aber eben auch wesentliche Unterschiede auf. Bei Triaxialversuchen mit Bodenproben wird der Porenwasserdruck in der Probe kontrolliert, d.h. entweder gemessen oder konstant gehalten und die Apparatur ist für verhältnismässig kleine Lasten und Drücke ausgelegt (z.B. Axiallast < 100 kN, Zelldruck < 10 bar und Porenwasserdruck < 5 bar). Bei Felsproben wird der Porenwasserdruck nicht kontrolliert, jedoch werden wesentlich höhere Lasten und Drücke auferlegt, so z.B. ist eine axiale Nennlast > 500 kN und ein Nenndruck in der Zelle > 100 bar üblich.

Aufgrund des zusammenhängenden Porensystems gilt für das Störzonenmaterial, wie bereits in Kapitel 2 erwähnt, das Prinzip der effektiven Spannungen von Terzaghi. Dies wurde seitens Chiu et al. (1983) für poröse Gesteine bereits erkannt und im Falle der Kakirite des TZM-N und der CZ während der zweiten Erkundungskampagne auch nachgewiesen (Vogelhuber, 2007). Die Notwendigkeit der Beurteilung des Materialverhaltens unter effektiven Spannungen kann anhand der Ergebnisse eines konsolidierten undrainierten Versuches eindeutig gezeigt werden. In Bild 9a wird die axiale Dehnung  $\varepsilon_{ax}$  über den Porenwasserdruck (u) und die totalen  $(\sigma_1 \text{ bzw. } \sigma_3)$  bzw. effektiven Spannungen  $(\sigma_1' \text{ bzw. } \sigma_3')$  dargestellt. In Bild 9b und 9c wird der Spannungspfad für die totalen bzw. für die effektiven Spannungen gezeigt. Im Falle einer Auswertung nach den totalen Spannungen ist es offensichtlich, dass keine eindeutige Festigkeit erkennbar ist, bzw. es ist willkürlich wann der Versuch beendet werden sollte und somit ist auch die Festigkeitsbestimmung im Sinne der maximal gemessenen Spannung subjektiv. Anders sieht es aus bei der Auswertung nach den effektiven Spannungen, denn hier ist klar erkennbar, dass nach der Mobilisierung der Festigkeit (Punkt A in Bild 9a und c) der Spannungspfad der Festigkeitsumhüllenden folgt. Diese lässt sich mittels einer Gerade sehr gut beschreiben (Mohr-Coulomb'sche Festigkeitsbeziehung). Das Störzonenmaterial weist eine hohe Verformbarkeit aus und keine nennenswerte Entfestigung (duktiles Verhalten). Demzufolge kann der Versuch, nachdem der Spannungspfad sich eindeutig auf der Festigkeitsgerade bewegt, jederzeit beendet werden, ohne dass deswegen unterschiedliche Festigkeitsparameter ermittelt werden (objektive Bestimmung der Festigkeit). Ferner werden in Bild 9c zusätzlich die Ergebnisse eines konsolidierten drainierten mehrstufigen Triaxialversuch (KD Versuch in Bild 9c) mit einer 8 m tiefer entnommene Probe gezeigt. Die Ergebnisse der beiden Versuche sind insofern konsistent, da sie nahezu den gleichen Reibungswinkel aufweisen, aber unterschiedlich niedrige Kohäsion.

Bezüglich der Gewährleistung der Homogenität sind Anforderungen an die Struktur und die Zusammensetzung des Probenmaterials sowie an die Belastungsgeschwindigkeit zu beachten. Im ersten Fall kann das mit ausreichender Prüfkörpergrösse gewährleistet werden, so z.B. soll der Durchmesser des Prüfkörpers mindestens das Fünffache des Durchmessers der

grössten Partikel messen. Im zweiten Fall ist zu beachten, dass Triaxialversuche Elementversuche sind, d.h. Versuche, bei denen die Probe ein homogenes Spannungs- und Deformationsfeld aufweist. Aufgrund der verhältnismässig geringen Durchlässigkeit des Störzonenmaterials muss eine ausreichend langsame Belastungsgeschwindigkeit aufgebracht werden, sodass allfällige Porenwasserüberdrücke rechtzeitig abgebaut werden können, d.h. dass überall und jederzeit während der deviatorischen Belastung der gleiche Porenwasserdruck im Prüfkörper herrscht.

Ferner ist zu beachten, dass aufgrund der in-situ Spannungen bei tiefliegende Tunnels das Störzonenmaterial unter hohe Seitendrücke geprüft werden muss.

Zusammengefasst muss die Versuchstechnik die Durchführung von relativ langsamen Triaxialversuchen an homogenen kreiszylindrischen Prüfkörper unter Kontrolle des Porenwasserdruckes und unter hohen Lasten und Drücken ermöglichen. Zu diesem Zweck müssen neue Apparaturen und Techniken zur Prüfkörperherstellung konzipiert und gebaut werden.



Bild 9: KU-Versuch (Zweite Röhre Gotthard Strassentunnel – Probe KB17 T 48.2-48.5m): a) Spannungsentwicklung über die axiale Dehnung, b) Hauptspannungsdiagramm für totale Spannungen und c) Hauptspannungsdiagramm für effektive Spannungen

#### 6 Prüfkörperherstellung

Die kreiszylindrischen Prüfkörper für die Triaxialversuche werden vorzugsweise aus Bohrkernen gewonnen. Proben aus Störzonenmaterial können sehr unterschiedliche Zusammensetzungen und Strukturen aufweisen (Bild 1). So können sie z.B. harte Partikel umgeben von kohäsionslose feinkörnigem Material enthalten oder auch aus härteren, aber zerscherten Felspartien bestehen. Die Herausforderung besteht also darin die Bohrkerne planparallel abzulängen ohne den Prüfkörper zu beschädigen. Ein Ausgleich der Endflächen mit Zement, Gips oder Harz ist ausgeschlossen, da sonst diese Endflächen abgedichtet wären und somit keine Kontrolle des Porenwasserdruckes während des Versuchs möglich wäre.

Aufgrund der oben beschriebenen möglichen Zusammensetzungen der Probe, muss man sehr scharfe Werkzeuge einsetzen und möglichst geringen Druck auf den Bohrkern während des Schneidens bzw. Sägens ausüben. Daher scheiden konventionelle Werkzeuge oder Geräte für die Bearbeitung des Störzonenmaterials aus. Einerseits sind, anders wie bei der Bearbeitung von tonigen Bodenproben, Messer oder Drahtschneider nicht in der Lage die härtere Partikel oder Felspartien zu schneiden, andererseits führt der Einsatz von einer Diamantkreissäge, die bei intakten Felsproben üblicherweise eingesetzt wird, zu einer teilweisen Zerstörung des Bohrkernes.

Beste Erfahrungen bezüglich Qualität des Schnittes und Standzeit des Schneidwerkzeuges wurden mit einer Diamantbandsäge gemacht. Solche Sägen werden in der Industrie, um Katalysatoren, Dichtungen oder Gläser oder auch in der Pathologie um Proben bestehend aus Knochen und Fleisch (harte Einschlüsse in einer weichen Matrix) zu schneiden, eingesetzt. Das Schneidwerkzeug besteht aus einem mit Diamanten bestücktem endlosen Metallband. Dieses rotiert mit hoher Geschwindigkeit von etwa 1200 m/min (Bild 10a). Die hohe Dichte der Diamanten sowohl an der Angriffskante als auch an den Seitenflächen des Bandes erlauben das Schneiden bzw. Sägen bei gleichzeitigem Polieren der Endflächen (Bild 10b). Für den Sägevorgang wird der Bohrkern auf einem Prisma-Block fixiert (Bild 10c). Um ein Austrocknen des Bohrkerns zu minimieren wird dieser zuvor mit einer dünnen Plastikfolie umwickelt. Der Prisma-Block selbst wird auf einer Nutenplatte befestigt, die wiederum mit einer senkrecht zum rotierenden Band geführten Arbeitstisch verbunden ist (Bild 10a). Der Vorschub des Tisches und damit des Sägens ist elektronisch geregelt und beträgt etwa 4 mm/min. Nach erfolgtem Schnitt wird der Prisma-Block samt Bohrkernstück von der Nutenplatte gelöst, der Arbeitstisch zurückgefahren und nach einer 180° Drehung wird der Prisma-Block erneut auf die Nutenplatte fixiert und die zweite Endfläche des Prüfkörpers gesägt. Dank des Prisma-Blocks und der Nutenplatte sind beide Endflächen des Prüfkörpers planparallel und Dank der Diamanten auf den Seitenflächen des Bandes sind diese auch poliert, d.h. eine Nachbehandlung des Prüfkörpers entfällt. Ferner kann der Sägevorgang wassergespült oder im Falle von quellfähige Proben, wie z.B. Opalinuston, auch luftgespült erfolgen. Unmittelbar nach Abschluss des Sägevorganges wird der Prüfköper gewogen, vermessen und fotografiert.



Bild 10: Diamantbandsäge a) Vorderansicht (gestrichelte Linie entspricht dem Verlauf des Sägebands), b) zusammengerolltes Sägeband und c) Prisma-Block zur Fixierung des Bohrkerns

## 7 Prüfapparatur

Die Prüfapparatur besteht aus den gleichen Komponenten wie Standard bodenmechanische Apparaturen, aber ausgelegt für wesentlich höhere Lasten, d.h. aus einer Triaxialzelle (1 in Bild 11a), einem Reaktionsrahmen (2 in Bild 11a) und einem Druckerzeuger für den Zelldruck (3 in Bild 11a) und zwei für den Porenwasserdruck (4 in Bild 11a). Die Aufgabe des Reaktionsrahmens übernimmt eine elektromechanische Prüfmaschine mit einer Nennlast von 600 kN. Mit dieser Prüfmaschine können sehr niedrige Belastungsgeschwindigkeiten ab 1 µm/h eingestellt werden. Die Drucksteller für den Zelldruck (Nenndruck 250 bar) und für den Porenwasserdruck (Nenndruck 30 bar) sind ebenfalls elektromechanisch gesteuert. Elektromechanische Komponenten haben den Vorteil gegenüber servogesteuerten ölhydraulischen Komponenten. dass sie wesentlich besser für verhältnismässig langsame Versuche geeignet sind, was hier der Fall ist. Die Position der Kolben des Zelldruckstellers und der zwei Wasserdrucksteller wird mittels digitalem Längenmessgebers erfasst. Damit kann man die jeweiligen Volumenänderungen messen, z.B. beim Zelldrucksteller die des Öls in der Zelle und somit die des Prüfkörpers oder auch beim Wasserdrucksteller am unteren Ende des Prüfkörpers die der in die Probe gepressten Wassermenge über die Zeit während der Durchströmung. Letzteres ermöglicht die Bestimmung der Durchlässigkeit.

Basierend auf die Erfahrungen und Anforderungen mit anspruchsvollem Probenmaterial, wie z.B. aus dem Seich Sou Tunnel (Thessaloniki, Griechenland) und den Breccien aus dem geplanten Gibraltar Tunnel mit sehr geringer Durchlässigkeit ( $k_f = 10^{-12}$  m/s bis  $10^{-13}$  m/s) und niedriger Festigkeit, wurde vom Verfasser eine neuartige Triaxialzelle (1 in Bild 11a und Bild 11b) konzipiert und bemessen. Diese wurde, wie die o.g. Drucksteller, in unserer Werkstatt hergestellt.

Die Triaxialzelle erlaubt den Einbau von Prüfkörpern mit Durchmessern zwischen D = 48 -104 mm mit entsprechenden Höhen H für ein Verhältnis H/D = 2. Daher ist der Einbau eines Prüfkörpers mit einer Höhe von bis zu H = 208 mm möglich. Die Zelle wird mit Öl gefüllt und ist für einen maximalen Zelldruck von 250 bar dimensioniert. Die Dichtungen des Kolbens (8 in Bild 11b) zur Aufbringung der axialen Last sind aus PTFE, wodurch die Reibung am Kolben effektiv auf einen vernachlässigbaren Wert reduziert wird. Die Membrane (1 in Bild 11b) besteht aus einem 3 mm starken Neopren Schlauch. Um eine ausreichende Beständigkeit der Membrane gegenüber Öl zu gewährleisten erhält diese einen Viton® Anstrich. Die Genauigkeit der Verformungsmessungen wird erhöht, indem man diese nahe des Prüfkörpers erfasst. d.h. mit innerhalb der Zelle liegenden Sensoren, die allerdings unter einem Öldruck von 250 bar zuverlässig arbeiten müssen. Die axiale Verkürzung des Prüfkörpers wird kontaktlos mittels einem magnetostriktiven Wegaufnehmer (3 in Bild 11b), der die Veränderung der Position zweier Magnete (2 in Bild 11b) erfasst, gemessen. Letztere werden an beiden Enden des Prüfkörpers befestigt. Die radiale Verformung wird aus der Messung der Umfangsänderung des Prüfkörpers ermittelt. Diese Änderung wird mit einem Kettenextensometer (1 in Bild 11c und Bild 12a) und einem digitalen Längenmessgeber (4 in Bild 11b und 1 in Bild 12a) erfasst. Die Vorteile dieses Messgebers gegenüber induktiven Wegaufnehmer sind: a) die höhere Genauigkeit von 3 µm und dies unabhängig vom Nennweg des Messgebers, b) die geringen Abmessungen des Sensors ebenfalls unabhängig vom Nennweg und c) eine Kalibrierung des Sensors entfällt.

Anfänglich wurde der Kettenextensometer mittels vorgespannten mechanischen Federn am Prüfkörper befestigt. Mechanische Federn haben in diesem konkreten Fall den Nachteil, dass mit zunehmender Verformung die Vorspannkraft proportional zunimmt und damit auch der Druck, der von der Messkette auf den Prüfkörper ausgeübt wird. Daher wurden die mechanischen Federn durch eine sogenannte magnetische Feder (5 in Bild 11b) ersetzt. Diese besteht aus einem Läufer (2 in Bild 12a) und einem Stator (3 in Bild 12a). Die auferlegte Zugkraft ist stets konstant (Bild 12b) und hängt nur von der Stärke des magnetischen Feldes des Läufers ab. Es wird ein Läufer für eine Vorspannkraft von 20 N eingesetzt.

Die Zelle verfügt über Wasseranschlüsse an beiden Enden des Prüfkörpers (7 in Bild 11b), sodass neben der Kontrolle des Porenwasserdruckes auch eine Durchströmung des Prüfkörpers möglich ist. Wie oben beschrieben werden zwei Wasserdrucksteller eingesetzt. Eine weitere Verbesserung der Versuchstechnik besteht in der Messung des Porenwasserdruckes auf halbe Höhe des Prüfkörpers (Bild 11c). Hierfür wird die Membrane perforiert und ein Schlauchventilrohr eingesetzt und verklebt. In diesem Ventilrohr wird ein zylindrischer Sinterfilter am Ende, nahe der Mantelfläche des Prüfkörpers, eingesetzt. In der Folge wird – der Einfachheitshalber - dieser Wasseranschluss als Probenmitte bezeichnet. Das Ventilrohr wird an einer speziellen Wasserleitung angeschlossen (2 in Bild 11c). Diese besteht aus zwei konzentrischen Metallleitungen. Die äussere Leitung hat einen äusseren und inneren Durchmesser von 4 bzw. 3 mm, während bei der inneren Leitung diese Abmessungen 2 bzw. 1 mm betragen. Diese spezielle Wasserleitung ist notwendig um eine Entkopplung zwischen dem Zelldruck (max. 250 bar) und dem zu messenden Porenwasserdruck zu gewährleisten. Die äussere Leitung sorgt für eine Abdichtung gegenüber dem Öldruck und nimmt diesen Druck gänzlich auf, sodass die innere Leitung nur vom Porenwasserdruck beaufschlagt wird. Die Vorteile dieser Neuerung werden in Kapitel 9.3 diskutiert. An alle drei Wasseranschlüsse sind hochpräzise Druckgeber (Genauigkeit = 0.05% des Nennwertes) (6 in Bild 11b) und Absperrventile angeschlossen. Letztere werden möglichst nahe an der Zelle platziert um Verfälschungen der Druckmessungen durch Dehnungen der Leitungen zu minimieren.



Bild 11: Prüfapparatur a) Gesamtansicht, b) Triaxialzelle ohne Zylindermantel und c) Wasseranschluss in der Probenmitte



Bild 12: a) Messgeber und magnetische Feder für den Kettenextensometer und b) Kennlinien einer mechanischen und einer magnetischen Feder

Da unser Felslabor nicht klimatisiert ist, wurde eine Klimakammer für die Triaxialzelle (5 in Bild 11a) und eine für die Drucksteller gebaut. Damit können die Temperaturschwankungen erheblich reduziert werden und zwar auf  $\Delta T = \pm 0.02$  °C bei der Triaxialzelle und  $\Delta T = \pm 1$  °C bei den Druckstellern.

#### 8 Vorbereitungsarbeiten vor dem Versuch

Der Prüfkörper sollte vor dem Abscheren (deviatorische Belastungsphase) einen möglichst ähnlichen Zustand aufweisen wie in-situ. Da infolge Probenentnahme, Transport und Prüfkörperherstellung eine partielle Austrocknung nicht ausgeschlossen werden kann, wird beim Prüfkörper der Sättigungsgrad erhöht. Hierfür muss der Prüfkörper durchströmt werden indem man ihn allseitig einspannt (z.B. mit Drücken axial und radial  $\sigma_1 = \sigma_3 = 10$  bar) und anschliessend einen Wasserdruckgradient aufbringt (z.B. Porenwasserdruck am unteren und oberen Ende des Prüfkörpers u<sub>unten</sub> = 4 bar bzw. u<sub>oben</sub> = 0 = atmosphärisch). Im Falle, dass man den Porenwasserdruck in der Mitte des Prüfkörpers misst, sollte der zweite Drucksteller vorübergehend an den Wasseranschluss in der Mitte der Probe angeschlossen werden und ein dem Druckgradienten entsprechenden Druck auferlegt werden (d.h. u<sub>mitte</sub> = 2 bar) (Phase 1 in Bild 13). Diese Durchströmungsphase muss solange durchgeführt werden bis mindestens ein Wasservolumen gleich dem Volumen der inneren Leitung (der speziellen Wasserleitung) durchgepresst worden ist und sich stationäre Zustände eingestellt haben. Damit können Lufteinschlüsse in der Leitung und im Filter gänzlich entfernt werden. Diese Vorgehensweise stellt den wesentlichen Vorteil der Platzierung des Drucksensors ausserhalb der Zelle gegenüber der Platzierung des Drucksensors direkt am Prüfkörper dar, denn im letzten Fall ist ein Wegdrücken von eingeschlossenen Luftbläschen im Filter zwischen Prüfkörper und Sensor nicht möglich. Die Kompressibilität dieser Luftbläschen führt zu einer Verfälschung der Messungen des Porenwasserdrucks.

Anschliessend wird das Ventil am Wasseranschluss in der Mitte des Prüfkörpers geschlossen. Ab diesen Moment bleibt dieser Anschluss bis zum Versuchsende passiv, d.h. es wird nur der Porenwasserdruck gemessen. Der zweite Wasserdrucksteller wird am Wasseranschluss am oberen Ende des Prüfkörpers angeschlossen (Phase 2 in Bild 13). Nachfolgend werden alle Drücke um den gleichen Betrag erhöht, z.B. um 1 bar (d.h.  $\sigma_1 = \sigma_3 = 11$  bar, u<sub>unten</sub> = 5 bar bzw. u<sub>oben</sub> = 1 bar). Diese zweite Durchströmungsphase wird so lange durchgeführt bis sich ein stationärer Zustand eingestellt hat. Die Durchlässigkeit wird gegen Ende dieser Phase mit Hilfe des Darcy Gesetzes berechnet. Diese zweite Durchströmungsphase trägt zur Erhöhung des Sättigungsgrades bei, nicht nur wegen der Durchströmung selbst, sondern auch wegen des auferlegten Wassergegendruckes von mindestens 1 bar (backpressure).

Nach erfolgter Durchströmung wird der Prüfkörper – wie in der Bodenmechanik üblich – stufenweise mittels Wassergegendruck gesättigt. Hierbei werden die verbliebenen eingeschlossenen Luftbläschen im Wasser durch den Wasserdruck aufgelöst. Der erforderliche Wassergegendruck für eine Sättigung wird durch die Auswertung des B-Koeffizienten von Skempton bestimmt (Head, 1998). Für die Durchführung von undrainierten konsolidierten Triaxialversuchen (KU-Versuche) oder von Kriechversuchen ist Sättigung ein notwendiger Zustand vor dem Versuch. Im Falle von drainierten konsolidierten Triaxialversuchen (KD-Versuche) an Proben aus Störzonenmaterial werden bei Versuchen mit Durchströmung aber ohne Sättigung gleiche Parameter bestimmt wie mit gesättigten Proben (Vogelhuber, 2007). Der Zustand einer solchen Probe ist per Definition teilgesättigt. Dieser Ausdruck ist jedoch irreführend, da er für alle Zustände zwischen trocken und gesättigt verwendet wird. Damit das mechanische Verhalten nicht gesättigter Proben gleich dem von gesättigten Proben ist, darf die Probe nur einen geringen Anteil an eingebetteten Luftbläschen beinhalten, was einem hohen Sättigungsgrad entspricht (Ausweger, 2018). Daher wird in der Folge für die Beschreibung dieses Zustandes der von Faybisheko (1995) eingeführter Begriff «quasi-gesättigt» verwendet.



Bild 13: Schematische Anordnung der Drucksteller während der zwei Durchströmungsphasen

Nach dem Erreichen einer Sättigung oder Quasi-Sättigung wird der Prüfkörper konsolidiert unter einer effektiven Spannung entsprechend der in-situ Spannung oder einer Spannung, die durch spezifische Projektanforderungen definiert wird. Die Durchführung der Konsolidationsphase und ihre Auswertung folgt der bodenmechanischen Standard-Vorgehensweise (siehe z.B. ASTM D7181-11 und ASTM D4767-11). Diese Vorbereitungsphase wird abgeschlossen sobald eindeutig nur noch sekundäre Konsolidationsverformungen zu beobachten sind. Als redundante Prüfung gilt, dass der überschüssige Porenwasserdruck in der Mitte des Prüfkörpers vernachlässigbar sein soll.

### 9 Prüfverfahren und Auswertung

Abhängig von den auferlegten hydraulischen Randbedingungen wird – wie in der Bodenmechanik – zwischen drainierten (KD-Versuch) und undrainierten (KU-Versuch) Triaxialversuchen unterschieden. Ein weiterer möglicher Versuch ist der Kriechversuch ohne Konsolidationseffekte (pure creep test). Die Vorgehensweise für diese Versuche sowie deren Vorteile werden in den jeweiligen Kapitel 9.1 bis 9.3 diskutiert. Wie oben beschrieben sind alle diese Triaxialversuche Elementversuche (Kapitel 5) und daher können alle Grössen anhand von Mittelwerten berechnet werden, z.B. axiale Dehnung als Quotient zwischen axialer Verkürzung und Anfangshöhe der Probe oder axiale totale Spannung als Quotient zwischen aufgebrachter axialer Kraft und der Querschnittsfläche des Prüfkörpers. Ferner muss die Bedingung eines Elementversuches auch für den Porenwasserdruck gelten, sodass die effektiven Spannungen als Differenz zwischen totalen Spannungen und gemessenem Porenwasserdruck berechnet werden können.

### 9.1 KD-Versuch

Der wesentliche Vorteil eines mehrstufigen KD-Versuches liegt darin, dass alle Parameter zur Beschreibung eines linear-elastischen ideal-plastischen Materialverhaltens anhand der Messwerte aus einem einzigen Versuch bestimmt werden können. D.h. eine Streuung der einzelnen Festigkeitsmesswerte aus unterschiedlichen Proben ist ausgeschlossen und man gewinnt mehr Informationen pro Versuch bei verhältnismässig geringem Mehraufwand. Die Vorgehensweise bei einem einstufigen KD-Versuch entspricht der der ersten Laststufe eines mehrstufigen KD-Versuches und wird hier nicht weiter behandelt.

Bei der ersten Laststufe wird nach der Konsolidation sowohl der Zelldruck als auch der Porenwasserdruck konstant gehalten und die Probe deformationsgesteuert mit konstanter Rate belastet. Nach dem Erreichen einer verhältnismässig kleinen axialen Dehnung von z.B.  $\varepsilon_{ax} = 0.2\%$  wird der Prüfkörper auf den anfänglichen isotropen Spannungszustand nach der Konsolidation entlastet und anschliessend wiederbelastet bis zur Mobilisierung der Festigkeit. Danach erfolgt eine Entlastung auf den Spannungszustand zu Beginn der Laststufe. Da Störzonenmaterial erfahrungsgemäss von Beginn an der Belastung plastische Verformungen aufweist (Schädigung), würde eine spätere Entlastung, d.h. nach einer grösseren axialen Dehnung zu geringeren Festigkeitswerten führen. Nach Abschluss der ersten Laststufe wird der isotrope Spannungszustand erhöht und solange gewartet bis die primäre Konsolidation des Prüfkörpers abgeschlossen ist. Danach wird die zweite Laststufe analog zur ersten Laststufe gefahren. Schliesslich wird für die dritte Laststufe diese Vorgehensweise bei einem höheren isotropen Spannungszustand wiederholt. Bild 14a und Bild 14b zeigen die axiale Dehnung über die deviatorische Spannung bzw. über die volumetrische Dehnung für die erste Laststufe eines Versuches. In diesen Diagrammen wird die Auswertung der Verformungsparameter (elastisches Modul E, Verformungsmodul E<sub>50</sub>, Poissonzahl v und Dilatanzwinkel  $\psi$ ) sowie die der Festigkeit gezeigt. In Bild 14c sind im Diagramm der effektiven Spannungen die Festigkeiten aus den drei Laststufen eingetragen worden und die Auswertung der Festigkeitsparameter für eine Mohr-Coulomb'sche Grenzbedingung (Reibungswinkel  $\phi'$  und Kohäsion c', bzw. der einaxialen Druckfestigkeit UCS) wird gezeigt.



Bild 14: KD-Versuch und ihre Auswertung (dritte Erkundungskampagne GBT – Probe L084) a) Spannungs-Dehnungsdiagramm, b) axiale vs. volumetrische Dehnung und c) Hauptspannungsdiagramm

#### 9.2 KU-Versuch

Nach der Konsolidation wird die gleiche Vorgehensweise wie bei bodenmechanischen Versuche verwendet (für weitere Details siehe Head, 1998). Demzufolge werden die Wasserventile geschlossen und der Prüfkörper deformationsgesteuert axial unter konstanter Rate belastet. Hierbei wird der Zelldruck konstant gehalten (Bild 9). Der Porenwasserdruck wird an beiden Enden der Probe gemessen. Wie in Bild 9 gezeigt wird, können die Festigkeitsparameter nach MC mit einem KU-Versuch ermittelt werden, aber keine Verformungsparameter.

#### 9.3 Reine Kriechversuche (pure creep)

Kriechversuche sind Versuche bei denen nach Aufbringung einer konstanten deviatorischen Last die Verformungen des gesättigten Prüfkörpers über die Zeit erfasst werden. Es können mehrere Laststufen gefahren werden, indem die deviatorische Last stufenweise erhöht wird. Wichtigste Voraussetzung für jede Laststufe ist, dass alle Spannungen konstant bleiben, d.h. sowohl die totalen Spannungen (axial und radial) als auch der Porenwasserdruck und somit auch die effektiven Spannungen. Trotz Kontrolle des Porenwasserdruckes an beiden Enden des Prüfkörpers kann die Generierung eines Porenwasserüberdruckes in der Mitte der Probe nicht ausgeschlossen werden, wodurch man die Grundbedingung eines Elementversuches verletzen würde. Bei vielen der in der Literatur veröffentlichen Kriechversuchsergebnisse ist unklar, ob Porenwasserüberdrücke hervorgerufen worden sind und somit auch Verformungen infolge Dissipation der Porenwasserüberdrücke (Konsolidation) gemessen wurden. D.h. es ist bei diesen Versuchen unklar, ob das beobachtete zeitabhängige Verhalten auf reines Kriechen oder auf Konsolidation zurückzuführen ist. Die Erzeugung von Porenwasserüberdrücken lässt sich vermeiden, indem man die Lastinkremente klein wählt und bei jeder Laststufe ausreichend lange wartet. Eine effiziente Kontrolle erfolgt durch die Messung des Porenwasserdruckes in der Mitte des Prüfkörpers. Schon während des Aufbringens der deviatorischen Last kann die Belastungsgeschwindigkeit ggf. entsprechend reduziert werden. Während der Kriechphase selbst kann durch diese Messungen gewährleistet werden, dass die gemessenen Verformungen nur auf Kriechen und nicht auf (primäre) Konsolidationseffekte zurückzuführen sind. Derzeit läuft erfolgreich die erste Serie von Kriechversuchen mit Proben aus der Zweiten Röhre des Gotthard Strassentunnels.

### 10 Schlussfolgerungen

Eine objektive und daher auch zuverlässige geotechnische Charakterisierung von Störzonenmaterial ist mit der vorgestellten Versuchstechnik möglich und erlaubt damit eine rationale Auslegung des Ausbaukonzeptes für Tunnel im druckhaften Gebirge.

Die in diesem Beitrag beschriebenen Technik und Geräte für die Prüfkörperherstellung ermöglichen eine Prüfkörpergewinnung bei sehr anspruchsvollen Materialien wie hoch tektonisiertem Fels (z.B. Gotschna Tunnel) oder harten Einschlüsse in einer weichen tonigen Matrix (z.B. normal-konsolidierten Breccien aus dem Gibraltar Tunnel). Dank des schonenden Sägens gibt es bei der Prüfkörperherstellung praktisch keine Verluste, d.h. keine Bohrkerne werden beschädigt oder gehen zu Bruch.

Die vorgestellte Triaxialzelle verfügt über folgende Merkmale. a) die Verformungsmessungen in axialer und radialer Richtung erfolgen nahe des Prüfkörpers, d.h. innenliegend, b) die Reibung des Kolbens wurde durch entsprechende Dichtungen auf ein vernachlässigbares Mass reduziert, c) hohe Zelldrücke bis 250 bar können eingestellt werden und somit können Spannungen im Prüfkörper aufgebracht werden, die in gleicher Grössenordnung wie die in-situ Spannungen von Alpentransversalen oder anderen tiefliegenden Tunnel liegen, d) bei drainierten Versuchen wird der Porenwasserdruck an beiden Enden des Prüfkörpers geregelt und in der Mitte gemessen, womit man ggf. Porenwasserüberdrücke rechtzeitig feststellen kann, und durch entsprechende Reduzierung der Belastungsgeschwindigkeit können diese abgebaut werden und e) grosse Prüfkörper mit einem Durchmesser und Höhe von 104 mm bzw. 208 mm können mit dieser Zelle geprüft und somit Heterogenitätseffekte reduziert bzw. eliminiert werden.

Der elektromechanische Belastungsrahmen erlaubt sehr langsame Belastungsraten ab 1  $\mu$ m/Stunde und ist somit sogar für sehr gering durchlässige Gesteine, wie z.B. der Opalinuston aus dem Mt Terri in der Schweiz (k<sub>f</sub> = 10<sup>-14</sup> m/s) geeignet.

Der Einsatz der Klimakammern erlaubt die Durchführung von langen Laststufen oder von Langzeitversuchen ohne einen nennenswerten Temperatureinfluss auf die Messergebnisse zu befürchten.

Die Versuchsdurchführung während der deviatorischen Belastung entspricht der aus der Bodenmechanik (KD- und KU-Versuche). In mehr als 100 bereits vom Verfasser durchgeführten Triaxialversuchen mit Proben aus Störzonen verschiedener Tunnel konnte die Festigkeit sehr gut mit der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung beschrieben werden, d.h. es gibt keine Anhaltspunkte oder Beweise weshalb eine nicht-lineare Grenzbedingung (wie z.B. Hoek & Brown) eingesetzt werden sollte.

Mit der vorgestellten Versuchsapparatur können reine Kriechversuche (d.h. unter Ausschluss von Konsolidationseffekten) zur Untersuchung des Langzeitverhaltens von Störzonenmaterial durchgeführt werden. Hierfür ist die Messung des Porenwasserdruckes in der Mitte der Probe unabdingbar.

#### 11 Literatur

- ASTM D4767-11 (2011). Standard Methods for Consolidated Undrained Triaxial Compression Tests for Soils. American Society for Testing and Materials, USA, 2011
- ASTM D7181-11 (2011). Standard Methods for Consolidated Drained Triaxial Compression Tests for Soils. American Society for Testing and Materials, USA, 2011.
- Ausweger, G.M. (2018). Influence of Water Level Changes on the Behaviour of a Slow moving Landslide – In-situ Measurements, Model Tests and Numerical Analyses. TU Graz, Heft 62, 2018.
- Barla G. (2009). Innovative tunneling construction method to cope with squeezing at the Saint Martin La Porte access adit (Lyon-Turin Base Tunnel). Proc. Eurock 2009 Dubrovnik, CRC Press, p. 15-25, 2009.
- Chiu,H.K., Johnston, I.W. & Donald, I.B. (1983). Appropriate Techniques for Triaxial Testing of Saturated Soft Rock. Int. J. Rock Mech. Min. Sci. & Geomech. Abstr. Vol. 20, p. 107-120, Elsevier, 2009.
- Cloos, H. (1936). Einführung in die Geologie. Verlag von Gebrüder Borntraeger, Berlin, 1936.
- Fachgruppe für Untertagbau FGU (2016). Tunneling The Gotthard Erfolgsgeschichte Gotthard Basistunnel. Editoren: Ehrbar H., Gruber L., Sala A. Herausgeber: FGU, 2016.
- Faybischenko, B.A. (1995). Hydraulic behavior of quasi-saturated soils in the presence of entrapped air: Laboratory experiments. Water Resources Research, Vol. 31, No. 10, p. 2421-2435, Wiley, 1995.
- Head, K.H. (1998). Manual of soil laboratory testing, Volume 3, Effective stress tests, 2<sup>nd</sup> Edition, John Wiley & Sons, 1998.
- Heitzmann, P. (1985). Kakirite, Kataklasite, Mylonite Zur Nomenklatur der Metamorphite mit Verformungsgefügen. Eclogae geol. Helv. Vol. 78, Nr. 2, pp. 273-286, August 1985.
- ISRM (1983). Suggested methods for determining the strength of rock materials in triaxial compression: Revised Version. Int. J. Rock Mech. Min. Sci & Geomech. Abstr. Vol. 20 No. 6, p. 283-290, Elsevier, 1983.
- ISRM (1995). Proc. Workshop on Tunnelling in Difficult Ground. Coord. G. Barla, Sept. 30. 1995.
- Kovári K., Amberg F., Ehrbar H. (1999). Tunnelbau in druckhaftes Gebirge Eine Herausforderung für die neuen Alpentransversalen, X. Kolloquium für Bauverfahrenstechnik, Ruhr-Universität Bochum, Balkema, Rotterdam, 1999.
- Kovári K., Ehrbar H. (2008). Gotthard Basistunnel, Teilabschnitt Sedrun Die druckhaften Strecken im TZM Nord – Projektierung und Realisierung. Proc. Swiss Tunnel Congress, Luzern, p. 39-47, 2008.
- Murawski, H. & Meyer, W. (2010). Geologisches Wörterbuch, 12. Auflage. Spektrum Akademischer Verlag Heidelberg, 2010.
- Sibson, R.H. (1977). Fault rocks and fault mechanisms. Journal of the Geological Society. 133(3), p. 191-213, London, Great Britain, 1977.
- Staus J., Kovári K. (1996). Alptransit Schlüsselprobleme Tunnelbau in druckhaftem Gebirge. Report Institut dür Geotechnik, ETH Zürich an Alptransit Gotthard, 1996.
- Vogelhuber, M. (2007). Der Einfluss des Porenwasserdrucks auf das mechanische Verhalten kakiritisierter Gesteine. ETH-Dissertation Nr. 17079. ETH Zürich, Veröffentlichungen des Institutes für Geotechnik (IGT) der ETH Zürich, Band 230, November 2007

# North Yorkshire Polyhalite Project, UK Statik und Überwachung eines 120 m tiefen Schachts

Dipl.-Ing. Fadi Haddad Head of International Design Department BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

# 1 Allgemeines

Für den Abbau von vier wichtigen Mineralien sollte ein 1500 m tiefer Schacht erstellt werden. Da das Projekt in einem Erholungsgebiet an der Ostküste Englands liegt (siehe Bilder 1 bis 3), sollten alle notwendigen dauerhaft tätigen Maschinen unter Geländehöhe liegen. Für diesen Zweck führte die Firma BAUER Technologies Ltd. drei Startschächte unter Nutzung der Schlitzwandtechnik aus. Die notwendigen Startschächte für die Produktion und die Wartung haben unterschiedliche Tiefen. Die äußeren Produktions- und Wartungsschächte haben einen Innendurchmesser von 35 m und sind 60 m tief. Der innere Produktionsschacht hat einen Innendurchmesser von 8 m und ist 120 m tief.

## 1.1 Hintergrundinformationen zum Projekt

Das Projekt liegt an der Nordostküste Englands, in der Nähe der Küstenstadt Whitby. Das Gebiet ist ein Nationalpark, steht unter Naturschutz und ist ein wichtiges Ziel für viele Touristen. Aus diesen Gründen wurde das Projekt in zwei Phasen geplant. Die erste Phase besteht darin, Raum im Untergrund zu schaffen, wo dauerhaft tätige Maschinen untergebracht werden können. In der zweiten Phase werden die ca. 1500 m tiefen Schächte erstellt, um zu den Zielgesteinen zu gelangen.



Bild 1: Lage des Projektes im Osten England



Bild 2: Lage des Projektes im Nationalpark



Bild 3: Position der Startschächte für die unterirdische Unterbringung der Infrastruktur

### 1.2 Geologie und geotechnische Parameter

Bei den durchgeführten Bodenuntersuchungen bis zu einer Tiefe von 120 m wurden verschiedene Felsformationen festgestellt, die stark variieren zwischen Schluff-, Ton- und Sandstein (Bild 4 und 5). Während der Untersuchung unterhalb von 120 m Tiefe wurden K0 Werte von bis zu 3,47 mittels "Hydraulic fracturing" festgestellt. Die Untersuchung bei den oberen 120 m waren nicht erfolgreich. Um auf der sicheren Seite zu bleiben, wurden die K0 Werte zwischen 0,8 und 1,0 angenommen. Nachdem Stratigraphie und Bodenparameter festgelegt worden waren, entstand das Gesamtmodell für die Durchführung der Berechnungen (Bild 6). Zwei Felsformationen sind im Modell besonders zu beachten. Es sind die Eller Beck und die Dogger Schichten, die als Aquitard wirkten. Diese Formationen sollen verhindern, dass große Wassermengen in die Schächte eindringen. Die Dogger Formation hat zusätzlich hohe einaxiale Druckfestigkeit von bis zu 150 MPa. Es wurde auch festgestellt, dass die Whitby Mudstone Formation trocken ist.

STRATIGRAPHIC UNIT	AQUIFER/AQUITARD/ AQUICLUDE	THICKNESS	LITHOLOGY
SUPERFICIAL DEPOSITS		1.35 to 4.65 m	Gravelly sandy clay overlain by thin topsoil/peat
LONG NAB		Max. 13m	Sandstone
MEMBER		0.2 to 045m	Mudstone
MOOR GRIT MEMBER		2.3 to 13.2m	Sandstone with occasional gravel/pebble beds and discontinuous argillaceous bands and thin coals
		0.08 to 7 m	Mudstone/fine grained
SCARBOROUGH		1.56 to 5.7 m	Sandstone
PORMATION		0.05 to 9 m	Mudstone/sandy limestone
CLOUGHTON		18.3 to 33 m	Sandstone with interbedded mudstone - fractured
FORMATION		4.7 to 27.8 m	Mudstone with interbedded sandstone
ELLER BECK		7 m (where recognised	Mudstone
SALTWICK FORMATION		9.2 to 33.8 m	Sandstone, occasionally silty
		6 to 15m	Interbedded mudstone, siltstone and fine sandstone
DOGGER		3.8 to 4.6 m	Conglomerate
$\sim$	$\leq$	UNCONFORMITY	
WHITBY MUDSTONE FORMATION		70 to 80 m	Black carbonaccous mudstone
AQU	ICLUDE AQUITA	RD AQUIFER	AQUIFER (CONGLOMERATE)

Bild 4: Stratigraphie der Felsformationen



Bild 5: Zusammenfassung der Bohrkerne bis 120 m Tiefe



Bild 6: Gesamtmodell für die Berechnung

## 1.3 Statik nach BS EN, ICE und CIRIA Reports 760 und 181

Die Statik erfolgte nach den Eurocodes und den zusätzlichen Dokumenten, die in England zu beachten sind. Eins der wichtigsten Dokumente neben dem Eurocode war der "CIRIA Report 760", in dem festgelegt worden war, dass Fels mit einer einaxialen Druckfestigkeit bis zu 5 MPa mit Mohr-Coulomb modelliert werden darf. Diese Vereinfachung der Modellierung führte vor allem bei den Hebungen durch den Aushub zu unrealistischen Ergebnissen. Nach Berücksichtigung aller notwendigen Dokumente wurden die Sicherheitsfaktoren für die Materialien Beton und Stahl festgelegt (Tabelle 1). Tabelle 2 zeigt zwei unterschiedliche Berechnungskombinationen, die berücksichtigt werden müssen. Die erste Kombination beinhaltet Sicherheitsfaktoren auf den Ergebnissen der Berechnung, die ohne Reduzierung der Widerstände geführt wird. In der zweiten Kombination werden die Widerstände reduziert. Mit den reduzierten Widerständen werden die Berechnungen durchgeführt. Die Ergebnisse beider Kombinationen wurden dann verglichen. Die Ergebnisse der maßgebliche Kombination 1 wurden für die Dimensionierung der Schlitzwände benutzt. Neben dem Wasser- und dem Erddruck mussten verschiedene Maschinenlasten für die Fälle Wartung und Aushub berücksichtigt werden. Im permanenten Lastfall sollte auch der Temperaturlastfall berücksichtigt werden. Die Bilder 7 und 8 zeigen schematisch, wie sich die Temperaturen durch den Aushub und die Produktion in der Produktionszone entwickeln. Zur Berücksichtigung des Temperaturlastfalls wurde eine Segment-Berechnung unter Berücksichtigung der E-Module der verschiedenen Formationen (Bild 9) durchgeführt. Die errechneten Ringdruckkräfte aus allen Lastfällen wurden zusammengefügt, um die Analyse der Widerstände durchzuführen (Bild 10). Die Ringdruckkräfte für alle Lastfälle außer für Temperatur sind in den Bildern 11 und 12 dargestellt.

Material	Symbol	Sicherheitsfaktor
Beton	γc	1,5
Langzeit Reduktionsfaktor	αcc	0,85
für den bewehrten Beton		
Langzeit Reduktionsfaktor	acc,pl	0,6
für den unbewehrten Beton		
Bewehrungsstahl	γs	1,15

Tabelle 1: Sicherheitsfaktoren nach BS EN auf das Material

Lastfall/ Parameter	Symbol	Kombination 1	Kombination 2
Permanente Lasten	γg	1,35	1,00
Variable Lasten	γq	1,5	1,3
Unvorhergesehene	γa	1,00	1,00
Lasten			
Kohäsion	γc	1,00	1,25
Reibungswinkel	$\gamma_{\phi}$	1,00	1,25

Tabelle 2: Sicherheitsfaktoren auf Lasten und Widerstände



Bild 7: Temperaturentwicklung in der Aushubphase



Bild 8: Temperaturentwicklung in der Produktionsphase



Bild 9: Temperaturentwicklung in der Produktionsphase


Bild 10: Temperaturentwicklung in der Produktionsphase



Bild 11: Ringdruckkräfte im äußeren Schacht



Bild 12: Ringdruckkräfte im inneren Schacht

#### 1.4 Überwachung und Rückrechnung der Parameter

Die vielen Annahmen, die getroffen worden waren, mussten überprüft werden. Dies geschah durch die Messung der Ringdruckkräfte in der Schlitzwand (Bild 13 und 14) und die Wasserdrücke hinter der Wand. Bild 13 zeigt die Anordnung der Messgeber im Korb und die Messergebnisse aus zwei Messgebern. Die Werte wurden zusammengetragen und mit den Ergebnissen der Statik verglichen (Bild 15). Beim ersten Vergleich wurde deutlich, dass die gemessenen Werte weit unterhalb der Ergebnisse aus der Statik liegen. Neue Berechnungen wurden unter Berücksichtigung der gemessenen Wasserverteilung und mit neuen Werten von K0 = 1 $sin\phi$  für die oberste Schicht und K0 = (v/(1-v)) für die Felsformationen erstellt. Die Kurve ist im Bild 15 in Form von adaptierten Werten eingetragen. Die Kurve der adaptierten Werte zeigt eine gute Annäherung zur Beschreibung der Ringdruckkräfte beim 191 müNN. Der Vergleich der Kurven der adaptierten Werte mit den unteren Niveaus zeigt allerdings nicht die gleiche Näherung (Bild 16). Die Messwerte im Bild 16 zeigen, dass die Wand in tiefen Niveaus keine großen Ringdruckkräfte in den frühen Aushubphasen entwickelt hatte. Erst, als der Aushub die Tiefe, in der die Messgeber platziert waren, erreicht hatte, entwickelten sich rasch die Ringdruckkräfte. Derzeit laufen noch Rückrechnungen unter anderem mithilfe von intelligenten Algorithmen und verschiedenen Materialgesetzen, um möglichst gute Annäherung der Berechnung zu den Messergebnissen zu erreichen. Aufgrund der großen Streuung der Messdaten und der Tatsache, dass es sich um einen Schacht handelt, kann ein Gesamtbild der realen Einflüsse nicht erwartet werden. Jedoch kann das Verhalten der tieferen Messstellen dadurch weiter untersucht werden.



Bild 13: Messgeberanordnung im Korb und Teilergebnisse von zwei Messgebern



Bild 14: Messpunkte für Ringdruckkräfte und Wasserdruck



Bild 15: Vergleich der Messwerte am Niveau (191 müNN) für die verschiedenen Aushubphasen



Bild 16: Vergleich der Messwerte am Niveau (155 müNN) für die verschiedenen Aushubphasen

# 2 Literatur

- BS EN 1992-1-1:2004+A1:2014; Eurocode 2: Design of concrete structures. General rules and rules for buildings
- NA+A2:14 to BS EN 1992-1-1:2004+A1:2014; UK National Annex to Eurocode 2.Design of concrete structures. General rules and rules for buildings BS EC 7 for Geotechnical design Part One: General rules.

BS EN 1997-1:2004+A1:2013; Eurocode 7. Geotechnical design. General rules

NA+A1:2014 to BS EN 1997-1:2004+A1:2013; UK National Annex to Eurocode 7. Geotechnical design. General rules

BS EN 1538:2010 Execution of special geotechnical works- Diaphragm Walls.

BS 8500 Part One Concrete – Complementary British Standard to BS EN 206.

ICE Specification for piling and embedded retaining walls. 3rd Edition.

CIRIA Guide C760 Embedded retaining walls – guidance for economic design.

CIRIA Report R181 Piled foundations in weak rock.

# Der Einsatz von Drohnen und Photogrammetrie in der Geotechnik

Dipl.-Ing. Andreas Herold IBH - Herold & Partner Ingenieure Part mbB, Weimar

Aufgrund der rasanten Fortschritte in der Rechentechnik ist es heutzutage möglich, extrem große Datenmengen in kurzer Zeit zu verarbeiten. Demgemäß ist es nunmehr vertretbar mit photogrammetrischen Methoden, unter Zuhilfenahme von Drohnen, Aufgaben aus der Geotechnik zu lösen und neue Anwendungsfelder für die Praxis zu erschließen bzw. neue Lösungsmöglichkeiten für noch nicht gelöste Probleme zu schaffen. In der Veröffentlichung wird der Einsatz von Drohnen im Spezialtiefbau und deren Anwendung in der Geotechnik dargestellt. Hierbei werden die photogrammetrischen Verfahren genutzt, um schnell und effizient spezielle Fragestellungen zu beantworten. Dargestellt werden der Einsatz von Drohnen und der Photogrammetrie für die Bauwerksüberwachung (Monitoring), Bewegungsüberwachung und Verformungsbeobachtung von Stützbauwerken aus (KBE) kunststoffbewehrte Erde / Gabionen, zur Mengen- und Massenüberprüfung während des Einbaus der Herstellung, der Dokumentation von Bauabläufen und speziellen Aufgaben. Vorgestellt wird der Einsatz zur Qualitätssicherung von KBE-Bauwerken, hier speziell der Beantwortung der Fragestellung, ob die ausgeführten Konstruktionen die vom Bauherrn gewünschten Qualitätskriterien an Verformung, Toleranzen und Lage sowie Toleranzen eingehalten sind. Das Verfahren und die Anwendungsmöglichkeiten werden an einer Reihe von praktischen Beispielen erläutert. Genauigkeit, Einsatzgrenzen und Randbedingungen sind Gegenstand der Publikation.

## 1 Einleitung

Komplexer werdende Bauabläufe, schnellere Abfolgen und ineinandergreifende Baukonzepte bedingen die Anwendung von neuen Technologien in allen Bereichen des Bauwesens. Zu diesen Technologien zählen auch Photogrammetrie und Drohnen. Der mittlerweile technische Stand ermöglicht einen effizienten Einsatz und erschließt neue Anwendungsfelder. In der vorliegenden Veröffentlichung sollen die Grundlagen für die Anwendung von Photogrammetrie und Drohnen in der Geotechnik, die Anwendungsfelder, Randbedingungen und Grundlagen vorgestellt werden. Hinweise für den technischen Ablauf sowie Einsatzbeispiele mit praktischem Hintergrund werden hier vorgestellt. Die Drohnentechnologie kann in Verbindung mit photogrammetrischen Verfahren effizient zur Mengen- und Massenermittlung, zur Bauwerksüberwachung und Monitoring und für Spezialanwendungen eingesetzt werden. Ausgangspunkt und Thema ist die immer breiter werdende Anwendung von Stützkonstruktionen aus Gabionen und KBE-Bauwerken in Kombination oder einzeln. Werden diese Konstruktionen im Bereich der öffentlichen Straßenbauverwaltung eingesetzt, gelten für diese Bauwerke die Regelungen für Ingenieurbauwerke gemäß ZTV-ING /1/. Um die Dauerhaftigkeit und den Zustand der Bauwerke regelmäßig erfassen zu können, gilt für diese Konstruktionen eine Prüfpflicht unter Berücksichtigung der DIN 1076 bzw. des Prüfhandbuches RI-EBW-Prüf /02/. Bauwerke werden hier einer regelmäßigen Überprüfung unterzogen und müssen auf Verformungen und baulichen Zustand kontrolliert werden. Dies führt regelmäßig, gerade wenn die Konstruktionen im Bereich öffentlicher Straßennetze liegen, zu Problemen, da dies unter laufendem Verkehr geschehen muss. Hier bieten sich kontaktlose und den Verkehr nicht beeinträchtigende Verfahren, wie Photogrammetrie in Verbindung mit Drohnen an. Dies ist grundsätzlich unter Beachtung des Prüfhandbuches /2/ zulässig. Hier wird in Anlage 1 - Prüfhandbuch ausdrücklich der Einsatz von Drohnen und photogrammetrische Auswertung empfohlen und zugelassen.



Abbildung 1-1: BAB A6 Nürnberg

Anla	age 1	1 zum Prüfhandbuch für die Prüfung von Gabionen						
lfd. Nr.	Personal 1*	Prüfungskategorie/Prüfungszeitraum		lfd. Beobachtung Besicht.	Einfache Prüfung (EP) 3 Jahre	Haupt- Prüfung (HP) 6 Jahre		
		Prüfverfahren Prüfmittel		Zugangstechnik	Prüfumfang	Prüfumfang		
1	E/F	Verformung und Neigung der Gabione: Diese ist auf offensichtliche Veränderungen zu kontrollieren.	Visuelle Prüfung: Wasserwage, Richtscheit, Richtschnur und Lot	Leiter/Steiger	2*	2, 3*	x	
2	E/F	Verformungsmessung	Vermessungstechnik: Theodolith, ggf. Laserscanner und/ oder Drohneneinsatz mit photogrammetrischer Auswertung				4*	
3	E/F	Entwässerungen	Visuelle Prüfung auf Funktion		2*	2, 3*	x	
4	E/F	Drahtkörbe: Prüfung auf Korrosion; Vollständigkeit und fester Sitz aller Verbindungsmittel	Visuelle Prüfung: Hammer, Zange und Schraubenzieher	Leiter/Steiger		2, 3*	x	
5	E/F	Befüllung: Die Befüllung ist auf Gesteinsgröße, Verdichtung, Hohlstellen und Frostbeständigkeit zu kontrollieren.	Visuelle Prüfung Hammer	Leiter/Steiger		2, 3*	x	
6	E/F	Ausstattung	Visuelle Prüfung auf Vollständigkeit	Leiter/Steiger			x	

Gültig für F = Fremdpersonal und E = Eigenpersonal.

Bei Veränderung oder Verdacht Sonderprüfung nach 5.4 DIN 1076 als Grundlage für OSA veranlassen.

<sup>3\*</sup> Mindestens stichprobenartige Überprüfung ohne Zugangstechnik.
<sup>4\*</sup> In aller Regel erforderlich; ist die Verkehrsgefährundung, die von der Wand im Versagensfall ausgeht, sehr gering oder gar

nicht gegeben, kann hiervon abgewichen werden (begründeter Ausnahmefall).

Tabelle 1-1:

Auszug Prüfhandbuch Gabionen

Insofern sind für den Einsatz für die Bauwerksüberwachung die rechtlichen und regularischen Voraussetzungen gegeben. Unbenommen davon erschließen sich, wie wir nachfolgend weiter vorstellen wollen, noch andere Anwendungsgebiete, die hier wie folgt betrachtet werden sollen:

- Anwendung zur Mengen- und Massenermittlung
- Anwendung zur Bauwerksüberwachung und Bauwerksmonitoring
- Verformungsüberwachung
- Sonderanwendungen

## 2 Photogrammetrie und Drohnentechnologie

#### 2.1 Photogrammetrie

Unter photogrammetrischen Verfahren versteht man die kontaktlose Erfassung von Objektdaten durch optische Verfahren, im Regelfall mit Fotos. Im Regelfall wird hier eine große Anzahl von Bildern in digitaler Form benötigt. Zum Zeitpunkt der Erstellung der Bilder werden die Positionsdaten mit aufgezeichnet. Aus diesen Randbedingungen lässt sich, da die Lage der Bilder im Raum bekannt ist, ein 3-dimensionales Objektmodell errechnen. Zur Berechnung der 3D-Modelle werden im Regelfall Triangolationsverfahren genutzt. Die nachfolgende Abbildung zeigt das Prinzip.



Abbildung 2.1-1: Prinzip Photogrammetrie

Hieraus sind die Vor- und Nachteile der photogrammetrischen Verfahren bereits ersichtlich. Diese sollen im Nachgang kurz erläutert werden:

Vorteile:

- Kontaktlose Erfassung von Oberflächen- und Geometriedaten
- Kontrollmöglichkeit der Daten (Visuelle Kontrolle über Bild)
- Große Datenmengen in kurzer Zeit erfassbar
- Datenerfassung ist automatisiert bzw. mit wenig Personal möglich
- Das Verfahren erlaubt die Abbildung extrem großer Datenmengen; damit großer Modelle, Bauwerke, etc.

Nachteile:

- Voraussetzung sind gute Lichtverhältnisse (kein Schatten / nachts begrenzt bzw. nicht anwendbar)
- Großer Aufwand an Rechentechnik und Software
- Notwendigkeit großer Speichervolumen für Rohdaten und Auswertedaten
- Messgenauigkeit und damit Modell- und Auswertegenauigkeit sind stark Hard- und Software- sowie teilweise wetterabhängig
- Notwendigkeit einer Kalibrierung der 3D-Modelle

Eine ausführliche Betrachtung der Verfahren und Erläuterungen findet sich in /3/. Im Hinblick auf die Genauigkeit der photogrammetrischen Verfahren hängen diese maßgeblich von den verwendeten Hard- und Softwaretechnologien ab. Grundsätzlich hängen die Genauigkeiten vom Anwendungsgebiet und der Objektgröße ab.

Anwendungsgebiet	Objektgröße [m]	Genauigkeit [mm]		
Fertigungsindustrie	1 bis 10	< 1		
Architektur- und Bauingeni- eurwesen	100 bis 1000	0,1 bis 10		
Luftbildaufnahme	1000 bis 10000	10 bis 1000		

Tabelle 2.1-1:Photogrammetrische Anwendungsgebiete in Abhängigkeit von Objektgröße<br/>und Genauigkeit

Für photogrammetrische Verfahren in Architektur- und Bauwesen in Verbindung mit Drohnen kann folgende Überschlagsbeziehung für die erzielbare Genauigkeit verwendet werden:

Genauigkeit:  $g \le f$  (Füllhöhe H)  $g \le 0,001 \text{ x H [mm]}$ 

# 2.2 Drohnentechnologie

Um eine möglichst kontaktlose, schnelle und großmaßstäbliche Erfassung von Objekten mit Fotos zu erlauben, wird im Regelfall Drohnentechnologie eingesetzt. Diese Technologie wird als "UAV-Photogrammetrie" definiert (UAV = unmanned aerial vehicles).



Abbildung 2.2-1: Gerätetechnik

Die Drohnentechnologie, ursprünglich entwickelt im militärischen Bereich, ist mittlerweile so leistungsfähig und erschwinglich, dass ein massenweiter Einsatz auch im zivilen Sektor denkbar ist. Der Regelaufbau eines handelsüblichen Drohnensystems besteht aus einer Drohne (Quadcopter oder Hexacopter), der im Regelfall mit einer hochauflösenden (4K) Kamera bestückt ist. Um beim Flug ausreichend Stabilität beim Fotografieren zu erreichen, wird die Kamera durch ein automatisches Positionierungssystem (Gimbal) unterstützt. Die Drohnen werden ferngesteuert. Eine Kontrolle über Laptop, PC, Tablet oder Handy ist möglich. Handelsübliche Drohnen erreichen Flugdauern zwischen 30 und 60 Minuten. Drohnen gibt es in unterschiedlichen Gewichts- und Größenklassen. Alle haben folgende Vor- und Nachteile:

Vorteile:

- Einfache Bedienung
- Hohe Beweglichkeit und Flugstabilität
- Je nach System sehr präzise und rauscharme Bilder
- Extrem einfach zu bedienen und kostengünstig

Nachteile:

- Die Flugbedingungen richten sich nach der Wetterlage, hohe Windanfälligkeit
- Für größere Bauobjekte sind die derzeit, infolge der notwendigen Batterien, möglichen Flugzeiten von 30 bis 60 Minuten mit elektrisch betriebenen Drohnen meist unzureichend. Ersatzbatterien sind notwendig.
- Je nach Objekt und Lage sind Drohnenbefliegungen genehmigungspflichtig, teilweise, unter Berücksichtigung der Drohnenverordnung, unmöglich.

Für den Einsatz von Drohnen im zivilen Bereich gelten in der Bundesrepublik Deutschland spezielle Regeln. Hierzu ist die Drohnenverordnung /4/ zu beachten. Die Drohnenverordnung unterscheidet für die Fluggeräte nach Gewicht. So gilt:

- > 0,25 kg: Kennzeichnungspflicht
- > 2,00 kg: Kenntnisnachweis
- > 5,00 kg: Erlaubnispflicht

Generell gilt, dass bei >100 m Flughöhe eine Ausnahmeerlaubnis notwendig ist. Flugverbotszonen gelten wie im normalen "Flugverkehr" im Bereich von Industrieanlagen, Naturschutzgebieten, Menschenansammlungen und Flugplätzen, Bundesbehörden, etc. Im Regelfall sollte vor der Befliegung eines Objektes eine entsprechende Befliegungserlaubnis eingeholt werden. Diese kann gegen eine entsprechende Gebühr binnen 2 bis 3 Werktagen von der zuständigen Luftaufsichtsbehörde eingeholt werden. Anfrage und Genehmigung sind im Regelfall unkompliziert. Die nachfolgende Abbildung zeigt nochmals die Randbedingungen.



O Ab 100 m: In dieser Höhe dürfen Drohnen nur fliegen, wenn eine behördliche Ausnahmeerlaubnis eingeholt wurde. Bei Modellflugzeugen müssen lediglich besondere Kenntnisse nachgewiese

Abbildung 2.2-2: Randbedingungen nach /4/

#### 2.3 Soft- und hardwareseitige Voraussetzungen

Für die Erstellung der notwendigen Fotos sind im Regelfall digitale Systeme vorteilhaft. Diese zeichnen eine große Anzahl von Bildern mit hoher Qualität auf. Grundsätzlich wird empfohlen hier mit einer Auflösung von mindestens 4K zu arbeiten, um bei der Auswertung eine entsprechende Punktdichte und Genauigkeit erreichen zu können. Diese wird bereits heutzutage mit handelsüblichen Kameras erreicht. Für die Bearbeitung der Fotos werden jedoch spezielle Rechenfahren benötigt, die aus den geogetaggten Bildern 3D-Punktwolken erstellen und aus diesen Punktwolken wiederum 3D-Modelle erzeugen können. Hierzu sind am Markt sowohl kommerzielle als auch nicht kommerzielle Programme in einer relativ breiten Auswahl verfügbar. Im kommerziellen Bereich sind PointCab, AgiSoft oder Pix4D zu benennen. Eine Vielzahl von Sharewareprogrammen ist ebenfalls verfügbar. Diese unterscheiden sich jedoch im Funktionsumfang und Kompatibilität. Wichtig für eine professionelle Anwendung ist jedem Fall, dass diese Programme über eine funktionstüchtige Schnittstelle zu gängigen CAD-Programmen (dxf, dwg, etc.) verfügen, denn grundsätzlich wird aus den Fotos lediglich eine 3D-Punktwolke generiert. Aus dieser Punktwolke muss ein 3D-Oberflächenmodell mit Vermaschung hergestellt werden. Aus diesem vermaschten 3D-Modell können dann 2D- und 3D-Daten ausgelesen werden. Das übergeordnete Modell zu CAD-Programmen ist üblicherweise das 3D-vermaschte Modell.

#### 2.4 Grundsätzlicher Ablauf

SofernProjekte mit photogrammetrischen Verfahren und Nutzung von Drohnen, in welcher Form auch immer, geplant werden sollen, ist ein genereller Ablauf, wie nachfolgend dargestellt, zu berücksichtigen.

#### Vorbereitende Arbeiten:

Zu den vorbereitenden Arbeiten gehören die notwendige Prüfung der Randbedingungen, Einholung notwendiger Fluggenehmigungen, die Auswahl des geeigneten Flugsystems und Überlegung im Hinblick auf die Auswertegenauigkeit. Es empfiehlt sich in jedem Fall bereits bei der Vorbereitung über eine Kalibrierung des Systems nachzudenken. Im Hinblick auf eine Kalibrierung verweisen wir auf Abschnitt 2.5.

#### Datenerfassung:

Sind alle Voraussetzungen geklärt, kann die Datenerfassung mittels Befliegung erfolgen. Hierbei ist sicherzustellen, dass eine ausreichende Bildüberdeckung eingehalten wird. Im Regelfall muss, um eine ausreichende Punkt- und Objektdichte sowie eine Überlagerung der Fotos für die nachfolgende Punktwolkenerzeugung zu erreichen, eine Überdeckung von mindestens 40...60 % der Fotos erfolgen. Dies bedingt eine ausreichende Längs- und Querüberdeckung und die Erstellung eines Flugplanes. Grundsätzlich sind hier lineare Überfliegungen und kreisförmige Überfliegungen zu unterscheiden. Bei Punktobjekten bietet sich eine kreisförmige Befliegung, bei langgestreckten Objekten eine lineare Befliegung, möglichst mit Hin- und Rückweg, an. Die nachfolgende Abbildung zeigt mögliche Überdeckungsmodelle.



Kreisförmiger Weg

Abbildung 2.3-2: Flugwege

Linearer Weg

## Kalibrierung:

Während der Aufnahmen am Objekt und der Erstellung der Grundlagenfotos muss eine Kalibrierung des Gesamtmodells möglich sein. Da aus den Fotos selbst Maße direkt nicht abgelesen werden können, müssen für jedes Objekt Kalibierpunkte vorgesehen werden. Hierzu empfiehlt es sich vor Beginn der Aufnahmen an den äußeren Rändern des Betrachtungsfeldes Fixpunkte zu setzen. Diese können farbig markiert werden, so dass diese auf den Fotos eindeutig identifizierbar sind. Um die Punktwolkenmodelle dann kalibrieren zu können, müssen diese Punkte konventionell in Lage und Höhe aufgenommen werden, um das 3D-Modell im Raum zuordnen zu können. Hierzu bieten sich konventionelle GPS-Vermessungsmethoden an. Nach Ermittlung aller Felddaten werden die Fotos mit den in Abschnitt 3.3 genannten Möglichkeiten bearbeitet. Hierbei wird aus den Fotos und den während der Aufnahme aufgezeichneten Geotagginginformationen 3D-Punktwolken erstellt. Diese werden dann vermascht zu 3D-Modellen verarbeitet, um diese dann in CAD-Systemen bearbeiten zu können.





Ziel der Bildverarbeitung und Auswertung ist es maßstäbliche 3D-Modelle zu erhalten, mit denen in gängigen CAD-Systemen entweder 2D oder 3D weiter geplant werden kann. Möglich sind Oberflächen- und Kantenmodelle. Vorteilhaft ist hier, dass bei den verwendeten 3D-Modellen die Punktwolken parallel als Datenbasis erhalten bleiben und somit visuelle Informationen während der weiteren Bearbeitung zur Verfügung stehen.

#### Ergebnisse:

Aus den digitalen Daten können dann beliebige Informationen (Längs-/Querschnitte, Mengen, Volumen, etc.) ermittelt werden. Dies erfolgt im Regelfall mit den genannten Programmsystemen oder alternativen Methoden. Die Genauigkeit richtet sich hierbei nach den in den vorangegangenen Abschnitten genannten Randpunkten und Randbedingungen.

# 3 Anwendung

## 3.1 Anwendung zur Volumenermittlung

Eine wesentliche Anwendung des beschriebenen Verfahrens in der Geotechnik ist in der Volumen- und Massenermittlung zu sehen. Im nachfolgenden Beispiel wurde ein direkter Vergleich zwischen einer terrestrischen Vermessung und einer photogrammetrischen Vermessung einer Abfallhalde gezogen. Oftmals besteht hier einerseits das Problem, dass eine zeitnahe und schnelle Erfassung der Daten erfolgen soll, andererseits, wie im vorliegenden Fall, ein Begehen der Halde nicht oder nur schwerlich möglich ist, um arbeitsschutztechnischen Randbedingungen zu genügen. Die Aufgabenstellung bestand hier darin, das Volumen des in der Halde zu verbringenden Abfalls zu ermitteln. Hier wurde in einem ersten Arbeitsschritt eine konventionelle terrestrische Vermessung vorgenommen, in einem zweiten Schritt eine Befliegung mit Drohne. Die nachfolgende Abbildung 3.1-1 zeigt das Ergebnis der terrestrischen Vermessung mit Vermaschung. Die Abbildung 3.1-2 das Ergebnis der Befliegung mit Drohne.



Abbildung 3.1-1: Ergebnis terrestrische Vermessung



Abbildung 3.1-2: Ergebnis Befliegung mit Drohne

Volumen [m <sup>3</sup> ]					
Konventionell	Photogrammetrie				
	AgiSoft	PointCab			
154,19	158,83	159,82			
Cahalla 2.4.4. Ergebriege Valumenvergleiche					

Tabelle 3.1-1:Ergebnisse Volumenvergleiche

In Tabelle 3.1-1 sind die Ergebnisse der Volumenvergleiche gegenübergestellt. Wie ersichtlich, stimmen terrestrische und photogrammetrische Verfahren nahezu überein, wobei die photogrammetrischen Verfahren etwas höhere Volumina ausweisen. Dies hängt mit der höheren Punktdichte und Genauigkeit zusammen. Für Volumenermittlung bieten sich diese Verfahren an, da sie auf Grund der höheren Punktdichte und daraus resultierenden höheren Netzdichte eine wesentlich genauere Volumeninformation geben. Vorteilhaft ist hier ferner, dass neben den geometrischen Informationen, im Unterschied zu den terrestrischen Verfahren, auch optische Informationen erhalten bleiben.

## 3.2 Verformungsermittlungen

Für spezielle Aufgabenstellungen ist es oftmals notwendig, Verformungsbeobachtungen durchzuführen. Photogrammetrische Verfahren in Verbindung mit Drohnentechnologie können auch hier vorteilhaft eingesetzt werden. Das nachfolgende Beispiel zeigt die Überwachung eines Baugrubenverbaus und dessen Verformungen und der ermittelten Verformungen. Beim genannten Objekt war eine Baugrube mit einer Tiefe von ca. 8,00 m einfach rückverankert zu erstellen. Hier wurde die Baugrube in regelmäßigen Abständen komplett aufgenommen und beflogen. Einerseits konnten hier, wie in Abschnitt 3.1 erläutert, die Aushubvolumina sehr genau und die zeitliche Abfolge bestimmt werden, andererseits war damit parallel die verformungstechnische Überwachung des Verbaus möglich. Die nachfolgenden Abbildungen zeigen einen Teilabschnitt des Verbaus nach Fertigstellung.



Abbildung 3.2-1: Abwicklung Verbau



Hierbei wird über die erzeugten Volumenmodelle und deren Kalibrierung durch Differenzbildung die Verformung ermittelt. Hierbei wird zum Zeitpunkt T1 ein Volumenmodell der Baugrube oder des zu beobachtenden Objektes erstellt, zu einem späteren Zeitpunkt (T2) das gleiche Modell noch einmal. Im Anschluss werden die Modelle überlagert und die Differenzen ausgewiesen. Bei den ermittelten Differenzen handelt es sich um die gesuchten Verformungen. Voraussetzung hierzu ist jedoch, dass beide Modelle entsprechend kalibriert sind. Der Vorteil der Anwendung dieses Verfahrens liegt hier auf der Hand. Einerseits kann eine kontaktund berührungslose Erfassung der Daten erfolgen, andererseits kann die Datenerfassung über das gesamte Objekt, und nicht nur punktuell wie normalerweise üblich, erfolgen. Damit kann das gesamte Objekt mit einem Verfahren überwacht werden. Zeitliche und monetäre Vorteile sind hier nachweisbar.

## 3.3 Bauwerksüberwachung Gabionen- / KBE-Konstruktionen

Wie eingangs erläutert, ist es für die Bauwerksprüfung von Gabionen- und KBE-Konstruktionen essentiell, dass in regelmäßigen Abständen, unter Berücksichtigung der Regelungen, Verformungsüberwachungen und visuelle Überprüfungen durchgeführt werden. Hierbei lässt sich die Photogrammetrie mit Drohnen sinnvoll einsetzen. Die nachfolgende Abbildung zeigt eine Konstruktion, die in regelmäßigen Abständen überwacht worden ist.



Abbildung 3.3-1: Verformungsermittlung

Es handelt sich um eine KBE-Konstruktion mit Gabionenverblendschale. Hier wurden in einem Teilbereich im Zuge der regelmäßigen Befliegung Verformungen festgestellt. Das Grundprinzip ist auch hier ähnlich wie beim vorangegangenen Beispiel einfach. In regelmäßigen Abständen erfolgt eine Befliegung, Erstellung eines kalibrierten 3D-Modells. Durch Differenzbildung der 3D-Modelle können Verformungen ermittelt werden. Die nachfolgende Abbildung zeigt das 3D-Modell mit den Kalibrierpunkten.



Abbildung 3.3-2: 3D-Modell mit Kalibrierpunkten

Nach Überlagerung der Modelle bzw. Überlagerung der Punktwolken mit den Konstruktionszeichnungen (vgl. Abbildung 3.3-3) können Abweichungen problemlos festgestellt werden.



Abbildung 3.3-3: Überlagerung Konstruktionspläne mit ermittelten Verformungen Damit ist eine flächendeckende und zerstörungsfreie hochpräzise Bestandserfassung möglich.

## 3.4 Daten unregelmäßige Objekte

Oftmals ergibt sich bei geotechnischen Fragestellungen die Notwendigkeit der Ermittlung von geometrisch schwierigen Objekten. Sollen z.B. Standsicherheitsschätzungen von Felshängen, Böschungen oder Felsüberhängen mit oder ohne Klüfte bestimmt werden, ist dies mit normalen Methoden nicht möglich. Für die Planung von Sicherungsmaßnahmen (z.B. Vernetzungen, Vernagelungen) müssen diese Daten jedoch gewonnen werden. Aus sicherheitstechnischen Gründen ist im Regelfall eine Begehung oder ein Beklettern nicht möglich und selbst wenn, ist die Datenausbeute hier sehr gering. Daher ist für solche Situationen ein optimales Anwendungsfeld in der Verwendung der Drohnentechnologie mit Photogrammetrie zu sehen. Das nachfolgende Beispiel zeigt eine solche Situation. Ein gefährdeter Felshang war hier zu sichern. Um für die Ausschreibung, Mengen- und Massenermittlung sowie die Planung eine ausreichende Datendichte und Grundlagenermittlung zu erreichen, musste die Situation messtechnisch erfasst werden. Die Ermittlung der Daten und Erstellung eines 3D-Modells mit konventionellen Methoden wäre nur mit hohem Aufwand und auch nur unzureichend möglich gewesen. Klufterfassung, Kluftkörper, etc. hätten gesondert erfasst werden müssen, die geometrischen Daten über GPS. Unter Nutzung von Photogrammetrie und Drohnen ist mit einer Befliegung die Erstellung eines 3D-Modells möglich.



Abbildung 3.4-2: Vermaschung

Aus dem Modell können alle geometrischen Vorgaben präzise ermittelt werden. Die Planung von Sicherungskonstruktionen, wie Ankern und Netzen kann auf dieser Basis ausreichend genau erfolgen. Der Vorteil liegt hier ferner darin, dass auf Grund der verwendeten Fotos bei der Planung Kluftkörper, Kluftstrukturen direkt in der Planung berücksichtigt werden können und Anker / Nägel sowie Vernetzung und Sicherungen entsprechend gesetzt werden können ohne dass auf der Baustelle im Nachgang Probleme (Nachträge) entstehen.

#### Sonderanwendungen:

Die Verfahren lassen sich auch für spezielle Aufgabenstellungen sinnvoll anwenden. Nachfolgend wurde ein direkter Vergleich mit einer Dichtebestimmung mittels Densitometer überprüft. Üblicherweise wird die Volumenermittlung zum Bestimmen der erreichten Verdichtung von Böden mit Densitometer vorgenommen. Hierbei wird die Volumenermittlung durchgeführt. Alternativ kann die Volumenermittlung allerdings mit photogrammetrischen Verfahren erfolgen. Die nachfolgende Abbildung zeigt das Verfahren.



Abbildung 3.4-3: Volumenermittlung Densitometer



Abbildung 3.4-4: 3D

3D-Modell

	Volumen [cm³]	Trockendichte [t/m³]	Verdichtungsgrad		
			Referenzproctordichte ρ <sub>PR</sub> = 2,032		
Densitometer	2558	1,99	97,4 %		
AgiSoft PhotoScan	2559	1,98	97,5 %		

Tabelle 3.4-1: Ergebnisse

Die Ergebnisse nach Tabelle 3.4.1 zeigen, dass die Volumenermittlung grundsätzlich ein analoges Ergebnis bringt. Ziel der Untersuchung war es abzuschätzen, ob adäquate Ergebnisse möglich sind, was bestätigt werden konnte. Der Einsatz dieser Methode bietet sich in jedem Fall bei größeren Schüttungen (Stein- und Felsschüttungen) an. Hier kann die Volumenermittlung mit diesem Verfahren erfolgen, so dass hier, wo Densitometerverfahren oder Verfahren, die für Lockergesteine mit Größtdurchmesser > 63 mm nicht geeignet sind, ersetzt werden können.

## 3.5 Qualitätssicherung Gabionen

Ein weiteres Anwendungsfeld ist die Bestimmung der Qualität von befüllten Drahtschotterkörben (Gabionen). Oftmals besteht hier die Diskussion, ob und wie die Schüttung erfolgt ist. War diese hohlraumarm und gleichmäßig und entspricht diese den statischen Vorgaben oder nicht? Hierzu kann die Photogrammetrie analog eingesetzt werden.



Abbildung 3.5-1: Untersuchung Hohlraumgleichmäßigkeit



Abbildung 3.5-2: Untersuchung Hohlraumgleichmäßigkeit

Bei der Anwendung der Photogrammetrie für diesen Einsatzzweck wird analog vorgegangen. Mit hochauflösenden Fotos wird die gesamte Oberfläche der Gabionen erfasst, ein 3D-Modell erstellt und aus dem 3D-Modell ein Hohlraumgehalt ermittelt. Neben dem Hohlraumgehalt können hier Verformungen der Wandoberfläche, Steingrößen, Drahtabstände, Einsatz von Verbindungsmitteln und Fehlstellen flächendeckend erfasst werden.

## 4 Zusammenfassung

In den vorangegangenen Abschnitten wurden die Randbedingungen für den Einsatz für Drohnentechnologie und Photogrammetrie sowie deren Einsatzfelder am praktischen Beispiel erläutert. Als Fazit kann folgendes aus den Untersuchungen abgeleitet werden:

- Photogrammetrie in Verbindung mit Drohnentechnologie ist als ein einfaches und schnelles sowie kostengünstigstes Verfahren zur Ermittlung von Volumina, Verformungen und speziellen Aufgabenstellungen in der Geotechnik.
- Die kontaktlose Messung gestattet in Verbindung mit den hinterlegten Fotos eine hochpräzise und genaue Planung. Die mit den hinterlegten Fotos erreichbare Informationsdichte ist deutlich höher als bei konventionellen Vermessungen.

- Grundlage der Planung ist immer ein 3D-Modell. Auf dieser Grundlage können effizientere Variantenuntersuchungen und -betrachtungen als bei konventionellen 2D-Planungen durchgeführt werden. Mengen und Massen sind genauer zu ermitteln und präziser in Ausschreibung und Planung umzusetzen.
- Es besteht die Notwendigkeit einer Kalibrierung der Modelle und Systeme. Eine Georeferenzierung ist hier zwingend notwendig.
- Das Verfahren ist als Beobachtungsmethode nach DIN 1054 auch für größere Maßnahmen und dauerhaften Einsatz möglich und kann hierfür empfohlen werden.
- Für die Bauwerksüberwachung nach DIN 1076, speziell für Gabionen- und KBE-Konstruktionen, ist das Verfahren eine optimale Methode zur flächendeckenden Verformungsermittlung und zum Nachweis der erreichten Ausführungsqualität.

# 5 Literatur

- Bundesanstalt für Straßenwesen (2013). ZTV-ING Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, FGSV Verlag;
- Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung (2017). Rückinformation-EBW-PRÜF Richtlinie zur einheitlichen Erfassung, Bewertung, Aufzeichnung und Auswertung von Ergebnissen der Bauwerksprüfungen nach DIN 1076;
- Čuboň, P. (2017). Masterarbeit Einsatzmöglichkeiten und Anwendungsgebiete von Photogrammetrie / Drohnen in der Geotechnik;
- Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur (2017). Die neue Drohnen-Verordnung, available: http://www.bmwi.de/SharedDocs/DE/Publikationen/LF/flyer-die-neue-drohnen-verord-nung.pdf;

# Alpiner Lebensraum Massenbewegungen

Univ. Prof. Dipl.-Ing. Dr. techn. habil. Robert Hofmann Arbeitsbereich für Geotechnik und Tunnelbau, Universität Innsbruck

#### 1 Einleitung

In diesem Beitrag werden zwei Bespiele für die Sanierung von Massenbewegungen mit Siedlungsbereichen gezeigt. Dabei handelt es sich im ersten Beispiel um eine Kriechbewegung eines Schuttstromes mit einer Geschwindigkeit von bis zu 3,5 cm/Jahr. Diese Kriechgeschwindigkeiten konnten durch Entwässerungsmaßnahmen im Siedlungsraum um ca. 70 % verringert werden. Beim zweiten Beispiel mussten Bewegungsraten eines raschen Erd- und Schuttstromes von 5 m/Tag auf geringe Kriechgeschwindigkeiten vor dem Siedlungsbereich reduziert werden. Aufbauend auf den jeweiligen ingenieurgeologischen und geotechnischen Modellen der Massenbewegung wurden Maßnahmen, die zur Verringerung der Bewegungen führen und die weitere Bewohnbarkeit der Häuser sicherstellen sollen, entwickelt. Die umgesetzten Sanierungsmaßnahmen beinhalteten im Wesentlichen Vertikalbrunnen zur Tiefenentwässerung in einer oder mehreren Reihen in den Schuttströmen zur lokalen Entspannung des Wassers in den Gleitzonen. Dabei war immer die Lage, der Abstand sowie die Tiefe der Brunnen in der Großhangbewegung auf Basis der jeweiligen ingenieurgeologischen und geotechnischen Modelle von entscheidender Bedeutung für den Erfolg.

# 2 Reduktion der Kriechgeschwindigkeit einer Großhangbewegung mit einem Siedlungsraum

#### 2.1 Situation

An den Südhängen des Navistals in Tirol, Österreich befindet sich die Siedlung Kerschbaum. Seit 2012 ist mittels GPS-Messungen gesichert, dass sich Teile davon bis zu 3 cm pro Jahr bewegen. Von den Hangbewegungen sind ein Dutzend Häuser von insgesamt 84 betroffen. Die betroffenen Häuser weisen deutliche Rissschäden auf. Ein Haus wurde unbewohnbar und musste abgerissen werden. Um den Prozess und die Ursachen der Hangbewegungen verstehen und um effiziente Maßnahmen zur Sanierung einleiten zu können, wurden relativ aufwendige und umfangreiche Erkundungen und Untersuchungen in den Jahren 2012 bis 2014 durchgeführt. Von wesentlicher Bedeutung waren auch der Aufbau und der kontinuierliche Betrieb eines Monitoringsystems. Mit diesem werden Bewegungen an der Oberfläche und in der Tiefe erfasst und die Hang- und Sickerwasserverhältnisse sowie die meteorologischen Verhältnisse in der Region gemessen. 2015 wurden erste Maßnahmen umgesetzt und die Untergrundverhältnisse des Schuttstroms noch weiter untersucht. Derzeit erfolgt über das installierte Monitoring eine Evaluierung der bereits durchgeführten Maßnahmen.

#### 2.2 Ingenieurgeologisches – Geotechnisches Modell

Für das Prozessverständnis und für das Erkennen ursächlicher Zusammenhänge wird die Massenbewegung seit 2012 eingehend untersucht. Der geologische Untergrund wurde mittels geomorphologisch-ingenieurgeologischer Kartierungen, vier kombinierter Refraktions- und Reflexionsseismikprofile, mehrerer Geoelektrikprofile, 8 Kernbohrungen mit Tiefen zwischen 70 m und 120 m, etlicher Baggerschürfe und ca. 60 Pegelvollbohrungen erkundet. Ergänzend kamen bei einem Teil der Kernbohrungen bohrlochgeophysikalische Methoden wie Kaliber-Log, Gamma-Ray-Log, Akustisches-Bohrlochfernsehen und Full-Wave-Sonic zum Einsatz. An ausgewählten Proben wurden Laboruntersuchungen, v.a. zu den geotechnischen Eigenschaften der Lockergesteine durchgeführt.

Für die Erfassung der Hangbewegungen war es erforderlich, geeignete Messsysteme zu installieren. Kernstück des Monitorings ist eine Totalstation am Hang gegenüber. Von dieser werden mehrmals täglich ca. 80 Messprismen, innerhalb und außerhalb des Schuttstroms, angefahren und gemessen. Da auch der Standpunkt der Messstation von Hangbewegungen erfasst ist, wird die Lage des Tachymeters laufend überwacht. Dies erfolgt mittels eines GNSS-Empfängers und einer Referenzstation im nahegelegenen Ort Matrei.

Das aus den Erkundungen und Untersuchungen abgeleitete ingenieurgeologische, geomechanische Modell für die Großhangbewegung/den Talzuschub Misljoch ist eine tiefgreifende Felsgleitung, auf der im westlichen Teil lockergesteinsartige Schuttkörper lagern (Bild 1).

#### 2.3 Sanierungskonzept

Unter Zugrundlegung der Erkenntnisse aus der Erkundung, Untersuchungen und Analysen wurde deutlich, dass eine Sanierung nur durch eine Entwässerung der Schuttstrommassen, vor allem durch einen Abbau der bereichsweise hohen Wasserdrücke gelingen kann.



Bild 1: Ingenieurgeologisches - geomechanisches Modell



Bild 2: Geotechnisches Profil West mit Maßnahmen "Entspannungsbrunnen"

Aufgrund der großen Tiefe der Wasserwegigkeiten bzw. auch der gemessenen Wasserdrücke wurde das Konzept bepumpter Tiefbrunnen gewählt (Bild 2). Zusätzlich werden stark vernässte Bereiche im mittleren Hangabschnitt durch seichtgründige Drainagen entwässert.

## 2.4 Fließgesetz, viskoses Verhalten und Langzeit-Rahmenscherversuch-Zähigkeitsindex I<sub>LZR</sub>

Eine Abschätzung der Reduktion der Kriechgeschwindigkeit, in Abhängigkeit der Änderung der auf die Gleitfuge wirkenden Schubspannungen, wird über Fließgesetze und dem Zähigkeitsindex definiert. Das Fließgesetz muss eine Beziehung zwischen der Schubspannung  $\tau$  und der zugehörigen Verfomungsgeschwindigkeit  $\gamma^{\bullet}$  für das stationäre "Fließen" beschreiben. Viele verfügbare Fließgesetze sind jedoch nur schwer in die Praxis übertragbar. Die Gesetze lassen sich nicht auf Erdstoffe übertragen und es fehlen die notwendigen Parameter, die zur ausreichenden Beschreibung des Verhaltens notwendig sind. Aus diesem Grund wurde für die Abschätzung der Änderung der Bewegungsgeschwindigkeit ein sehr einfaches Fließgesetz (Gleichung (1)) nach Kolymbas (2011) verwendet. Eine Abnahme der Schubbeanspruchung  $\Delta \tau$  durch Sanierungsmaßnahmen (in diesem Fall Verringerung des Wasserdruckes in der Bewegungszone) bewirkt demnach eine Abnahme der Kriechgeschwindigkeit.

Mit diesem erfolgte unter der Annahme des einfachen Fließgesetzes von Kolymbas (2011) die Ermittlung der Änderungen der Kriechgeschwindigkeit bedingt durch Entwässerungsmaßnahmen. Ein ähnliches Fließgesetz wird auch von Goldscheider (2014), in der Arbeit über die Mechanik des Kriechens, verwendet (Gleichung (2)). Demnach bewirkt eine Abnahme des Ausnutzungsgrades eine Abnahme der Gestaltänderungsrate und somit der Kriechgeschwindigkeit.

 $\Delta \tau = \tau_0 I_v \ln (v_1 / v_0)$  (1)

 $v_1 = v_0 \mu^{(1/lv)}$  (2)

- $I_{v}$  Zähigkeitsindex, Viskositätsindex, Viskositätskonstante
- $\Delta au$  Veränderung der Schubspannung
- $\tau_{0}$  Schubspannung in der Gleitfuge zum Zeitpunkt t = 0
- v<sub>0</sub> Kriechgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t\_0
- v1 Kriechgeschwindigkeit zum Zeitpunkt t\_1
- μ Ausnutzungsgrad der Scherfestigkeit in der Gleitfuge

In der Tabelle 1 sind die Ergebnisse aus den Langzeit-Rahmenscherversuchen ermittelten Zähigkeitsindizes I<sub>LZR</sub> (1. und 2. Belastungsstufe) für unterschiedliche Normalspannungen, einem Größtkorn von 2 mm sowie einer Schergeschwindigkeit von maximal etwa 4 x 10-7 /s zusammengestellt.

In den Versuchen im Rahmenschergerät wurden überwiegend Zähigkeitsindizes I<sub>LZR</sub> zwischen 0,04 und 0,15 bestimmt. Bei allen Versuchen waren die anfängliche Phase mit niedrigen und konstanten Kriechraten des stationären Kriechens mit Geschwindigkeiten von rund 4 x 10-7 /s, erkennbar. Bei den Versuchen trat im Zuge der Laststeigerungen beschleunigtes Kriechen ein; allerdings konnte unter dränierten Verhältnissen kein Kriechbruch beobachtet werden (Restscherfestigkeit wurde nicht erreicht). Bei den Versuchen wurden keine nennenswerte Dilatanz und kein Festigkeitsverlust beobachtet.

Probe Bohrung	Tiefe (m)	Normalspannung (kN/m <sup>2</sup> )	Restreibungswinkel (°)	Anteil Si+Cl (%)	I <sub>LZR,1</sub> ()	I <sub>LZR,2</sub> ()
KB 3	5,7-6,4	150	32,5	49	0,07	0,07
KB 3	30,4-31,0	150	31	54	0,08	
KB 3	33-33,5	150	28	69	0,05	0,15
KB 3	33-33,5	600	28	69	0,04	
KB 1	16,3-17,0	150	26,5	47	0,07	0,04

Tabelle 1: Zähigkeitsindizes ILZR,1 und ILZR,2 für die 1. und 2. Belastungsstufe

## 2.5 Erfolgreiche Sanierung der tiefgründigen Massenbewegung

Die seit dem Jahr 2015 durchgeführten Sanierungsmaßnahmen hatten zur Folge, dass sich die Kriechbewegungen im Osten von 11 bis 18 mm/Jahr auf 5 bis 6 mm/Jahr und im westlichen Bereich von 24 bis 30 mm/Jahr auf 12 mm/Jahr reduzierten. Dies ergibt im Herbst 2016, umgelegt auf die Bewegungen des reinen Schuttstromes, eine Reduktion der Kriechgeschwindigkeit von 22 bis 68 % im Vergleich mit den Geschwindigkeiten im Jahr 2014 (Bild 3).

Die derzeitigen Messungen der Kriechbewegungen zeigen, dass nach Inbetriebnahme der Brunnen im Herbst 2015 erstmals, seit Beginn der Messungen, nahezu ein Stillstand der Bewegung des Schuttstroms im Jänner 2016 eingetreten ist. Mit Beginn der Schneeschmelze wurde im April/Mai 2016 eine Kriechbewegung gemessen, die unter jener liegt, die vor den Sanierungsmaßnahmen (v<sub>0</sub> = 3 cm /Jahr) registriert wurde. Für eine bessere Einschätzung des Erfolges der 1. Phase der Sanierungsmaßnahmen mit Tiefenbrunnen sind jedoch noch die nächsten Jahre abzuwarten. Aus dem Vergleich der Kriechgeschwindigkeiten 2014 mit 2016 im westlichen Bereich kann der derzeitige Zähigkeitsindex I<sub>LZR</sub> mit 0,1 und 0,12 (Bild 4) abgeschätzt werden. Im Bild 3 sind für jeweils zwei ausgewählte Hauspunkte die Bewegungsraten für die westliche und östliche Schuttzunge dargestellt.



Bild 3: Bewegungsraten für den westlichen und den östlichen Schuttstrom



Bild 4: Geschwindigkeitsänderung des Kriechhanges durch Änderung der Bergwasserverhältnisse unter Verwendung des Zähigkeitsindex  $I_{LZR}$  und der Ausgangsgeschwindigkeit  $v_0 = 3$  cm /Jahr

Die Kriechversuche mit dem Rahmenschergerät haben gezeigt, dass eine relativ verlässliche Abschätzung des Zähigkeitsindex und somit die Größenordnung der Änderung der Geschwindigkeit möglich ist. Dies liegt in dem Umstand, dass bei gemischtkörnigen Lockergesteinen die Ton-Schluff-Sand-Fraktion wahrscheinlich für das viskose Verhalten maßgebend ist. Bei gemischtkörnigen Böden beeinflusst auch die Änderung des Wassergehaltes sofort die Änderung der Kriechgeschwindigkeit. Dies liegt in dem Umstand begründet, dass der Sättigungsgrad zwischen Kieskörnern ansteigt und eine "Verflüssigung" eintritt.

# 3 Sanierung eines raschen Erd- und Schuttstroms

## 3.1 Situation

Im Gschliefgraben (Gmunden, Oberösterreich) wurde nach starken Niederschlägen und einem Felssturz ein Erdstrom mit einem Volumen zwischen 3,5 und 5 Mio. m<sup>3</sup> wieder aktiviert. Dieser Erdstrom erreichte Bewegungsraten von mehreren Metern pro Tag, bis er schließlich gestoppt werden konnte.

Umfangreiche Untersuchungen haben ergeben, dass das Material ein besonders sensibles Verhalten gegenüber Änderungen des Wassergehaltes und den auftretenden Spannungen hat.

Eine Felsgleitung auf das tonig-schluffig-kiesige Lockergestein im Gschliefgraben im Frühjahr 2006 und der nasse Herbst 2007 löste einen Erdstrom mit einer Fläche von 22 ha und einem Volumen von etwa 4 Mio m<sup>3</sup> (MILLAHN et al., 2008) aus, der sich im Grabenbereich mit einer maximalen Geschwindigkeit von 4,7 m/Tag Richtung Traunsee bewegte. Am 28. November 2007 wurde der Österreichische Forsttechnische Dienst für Wildbach und Lawinenverbauung verständigt. 34 Häuser wurden evakuiert, 14 Familien im Hauptgefährdungsbereich konnten ihre Häuser bis August 2008 nicht betreten.

Das Ereignis gefährdete nicht nur 46 Häuser, sondern auch die einzige Straße zu einem Siedlungsbereich mit 70 Häusern, mehreren Beherbergungsbetrieben sowie Gewerbebetrieben. Der Versicherungswert der Häuser und Grundstücke betrug 30 Mio €, die Folgeschäden für Tourismus und Gewerbe wurden ebenfalls auf 30 Mio € geschätzt.

Beim Gschliefgraben bestand daher Grund zur Annahme, dass der komplette Schwemmkegel nicht in Form eines einzigen, katastrophalen, plötzlichen Ereignisses sondern phasenweise abgleiten würde und dass daher Zeit für Stabilisierungsmaßnahmen zur Verfügung stand. Frühere Ereignisse fanden in Abständen von etwa 100 Jahren statt, das letzte 1910. 2007/2008 bewegte sich ein Volumen von etwa 4 Mio m<sup>3</sup> mit mehr als 4 m/Tag und es wurde befürchtet, dass der ganze Schwemmkegel vom oben beschriebenen Ereignis Schritt für Schritt erfasst werden könnte. Für 46 Häuser bestand die Gefahr, in den See geschoben zu werden, die einzige Straßenverbindung zu 70 Häusern, einigen Hotels und Gewerbebetrieben waren ebenfalls gefährdet.

## 3.2 Ingenieurgeologisches – Geotechnisches Modell

Erkundungsbohrungen zeigten, dass der Untergrund im Gschliefgraben bis zu einer Tiefe von 171 m aus einer Wechsellagerung dickerer, weniger durchlässigen Lagen aus Ton und Schluff sowie dünnerer, durchlässigerer Lagen aus Schluff, Sand und Kies bestehen (Bild 5). Der Traunsee ist in diesem Bereich 120 m tief. Die Kartierung der Strukturen des Erdstroms hat

gezeigt, dass die Bewegungsfront im Bachbett vorauseilte. Daraus wurde geschlossen, dass Wasser eine bedeutende Rolle spielt und die Bewegungen des Erdstroms durch Eindringen von Wasser im Bereich der Felsgleitung nach unten hervorgerufen werden. Die Bewegungsfronten wurden meist von Überschiebungen von bergwärts gelegenem Material über das hangabwärts gelegene gebildet.

Bei den Brunnenbohrungen konnte beobachtet werden, dass die wasserführenden Schichten zwischen 15 und 20 m unter Geländeoberfläche lagen und sehr gering mächtig (Dezimeterbereich) waren. Wurde diese Zone angebohrt, stieg der Wasserspiegel bis zum Bohrplanum an und Wasser rann aus dem Bohrloch.

Oberhalb hangabwärts liegender Bereiche, in denen sich ein passiver Erdkörper bildet, kommt es zu Scherbrüchen in Form von Aufschiebungen (Bild 6). Diese führen zwangsläufig zu Aufbzw. Überschiebung des hangaufwärts gelegenen Rutschkörpers. Durch diese Bewegungen werden neue Wasserwege geöffnet, wodurch eine zusätzliche Bewässerung eintritt, (teilweise werden auch alte Wasserwege verschlossen) und dadurch werden auch die hangabwärts liegenden Bereiche intensiv bewässert. Dies löst eine nach unten fortschreitende Bewegung aus. Durch diese Aufschiebungen kann das Erdwiderlager mit einem grundbruchähnlichen Mechanismus versagen und neuerlich, mit unter Umständen gegenüber der vorhergehenden Prozessphase reduzierten Geschwindigkeit, in Bewegung kommen. Eine mögliche Stabilisierung ist daher nur zeitgerecht im Vorfeld der Massenbewegung zusammen mit einer gleichzeitigen Unterbindung des Wassereintrages möglich.



Bild 5: Ingenieurgeologisches - geotechnisches Modell

## 3.3 Sanierungskonzept

Ein Erdstrom besteht meist aus einem intermittierenden Kornaufbau (das Stützkorn fehlt), dessen gebundenes Wasser überwiegend am Feinkornanteil haftet. Wird diese Bodenmasse bewegt, so ändert sich die Konsistenz des Feinkornanteils (Schluff und Ton) auf Grund der Rissbildung und der damit verbundenen Erhöhung des Wassergehaltes und verändert seine Zustandsform relativ rasch von weich in flüssig. Im wassergesättigten, feinkörnigen Boden mit erhöhtem initialem Porenwasserdruck, kommt es zufolge von Überschiebungen zu einer weiteren Erhöhung der Porenwasserdrücke und damit verbunden zu einem Abfall der effektiven Spannungen. In weiterer Folge kommt es zum Bruch des Bodenkörpers an diskreten Scherfugen unter Mobilisierung der undränierten Scherfestigkeit des Bodens.

Da der Bergwasserspiegel, der Porenwasserdruck und der Wassertransport im Hang erheblichen Einfluss auf dessen Standsicherheit haben, wurden Piezometer- und Pegelmessungen durchgeführt. Diese bestätigten, dass in den durchlässigeren Schichten gespanntes Wasser vorhanden ist, dessen Druckpotenzial mindestens bis zur Geländeoberfläche und auch darüber reicht.

Eindringen von Wasser in das Material des Erdstroms von höher gelegenen Bereichen aus führte zum Ansteigen von Porenwasserdrücken und Auftrieb der weniger durchlässigen Schicht. Zusätzlich änderte sich die Konsistenz des Feinkornanteils (Schluff und Ton) auf Grund des hohen Wassergehaltes und der Bewegungen und ging (relativ rasch) vom weichen in den flüssigen Zustand über. In der durchnässten Schicht wurde daher der mobilisierte Scherwiderstand reduziert und es bildete sich ein Scherbruch, der zum Überfahren der hangabwärts gelegenen Bereiche führte. Während dieser Vorgänge eilte die Wasserfront in der durchlässigeren Schicht voraus und die Front von Porenwasserüberdrücken wanderte hangabwärts. Dadurch wurde eine Überschreitung der Festigkeit in den hangabwärts gelegenen Bereichen und damit die Bildung einer weiteren Überschiebung etwa 50 m hangabwärts ausgelöst. Ein zyklischer Prozess begann. Möglichkeiten, diesen Prozess zu unterbrechen, bestanden in der Verminderung des Wassereintrages in den oberen Grabenbereichen und im Stabilisierten oder noch gering bewegten Bereich durch Pumpen von Wasser aus den durchlässigeren Schichten.

Bodenmechanische Überlegungen können dazu führen, dass die der Massenbewegung vorauseilenden gespannten Hangwasser-Zustände durch Brunnen abgebaut werden sollten und so für die talwärts strömenden Massen ein passiver Erdkörper im Vorfeld aufgebaut wird.

Die Brunnen wurden in 4 bis 5 Reihen im Schwemmkegelbereich vor dem Auftreten großer Bewegungsgeschwindigkeiten hergestellt. Mit jeder Brunnenreihe erfolgte eine Reduktion der Bewegungsgeschwindigkeit des Erdstroms (Bild 7). Dabei wurde in Kauf genommen, dass die oberen Brunnenreihen nicht erhalten werden konnten.

## 3.4 Erfolgreiche Stabilisierung des raschen Erd- und Schuttstroms mit Brunnenreihen

Nach Fertigstellung von über 200 Brunnen (in 4 bis 5 Reihen) Ende April 2008 konnten große Mengen an Wasser (bis zu 400 m<sup>3</sup> pro Tag) abgepumpt werden. Zu diesem Zeitpunkt war es auch gelungen, den Gschliefgrabenbach in Rohre zu fassen und in den See abzuleiten. Zwischen Jänner und April 2008 führten ansteigende Temperaturen immer wieder zu Anstiegen der Verschiebungsgeschwindigkeiten. Die oben beschriebenen Maßnahmen führten erstmals zu einer Verringerung der Verschiebungsgeschwindigkeiten bei ansteigenden Temperaturen. Ein direkter, unmittelbarer Einfluss von Niederschlägen auf das Bewegungsverhalten des Erdstromes konnte in keiner Phase beobachtet werden.



Bild 6: Überschiebung des hangaufwärts gelegenen Rutschkörpers



Bild 7: Bewegungsraten und Brunnenreihen

Wie oben dargelegt wurden durch die Wasserentspannung mittels der Brunnen talseits stabilere Bereiche geschaffen. Das bergseitige Material wurde daher über die talseitigen, stabileren Bereiche geschoben und es bildeten sich Überschiebungen. Bergseits der Häuser musste dieses Material (200 000 m<sup>3</sup>) abtransportiert werden, um Beschädigungen der Häuser zu vermeiden und den Prozess durch Verhinderung einer Auflast auf den hangabwärts gelegenen Bereich, der eine neuerliche Instabilität verursacht hätte, zu stoppen. Dabei musste der Abtrag an der Stirnfront (trotz beengter Platzverhältnisse zwischen Strinfront und den Häusern) sehr vorsichtig erfolgen, um keine ungewollte Aktivierung des Schuttstromes zu bewirken und dadurch eine Gefährdung der Häuser zu verursachen.

Die Kosten für die beschriebenen Maßnahmen betrugen etwa 10 Mio € Dadurch gelang es, die Verschiebungsgeschwindigkeiten im Siedlungsbereich zunächst auf einige cm/Monat zu reduzieren und schließlich den "Stillstand" zu erreichen. Die Häuser und die Straße wurden nicht beschädigt und die Bewohner konnten wieder zurückkehren.

## 4 Resümee

Jeder Bewertung auf der Grundlage eines bodenmechanischen Modells muss eine genaue Beobachtung und Beschreibung des in der Natur stattfindenden Prozesses vorausgehen.

Bei der Sanierung des Kriechhanges Kerschbaumsiedlung konnten auf Grundlage des Monitorings bestehend aus trigonometrischer 3D-Messung, automatischen Pegelmessungen, Ketteninklinometer und Inklinometermessungen der Zähigkeitsindex ILZR mit 0,1 bis 0,12 rückgerechnet werden. Diese Werte stimmen sehr gut mit jenen Zähigkeitsindizes ILZR überein, die mit den Langzeit-Rahmenscherversuchen vorab ermittelt wurden. Der Langzeit-Rahmenscherversuch stellt somit, auf Grundlage der bisherigen Ergebnisse, eine einfache brauchbare Versuchstechnik zur Abschätzung der Zähigkeitsindizes I<sub>LZR</sub> für gemischtkörnige Böden dar. Bereits in Hofmann et al. 2016 wurden vor Beginn der Sanierung mit den Zähigkeitsindizes I<sub>LZR</sub> Kriechgeschwindigkeiten von 7 mm bis 17 mm abgeschätzt. Trotzdem wird es in den nächsten Jahren unerlässlich sein, ILZR über Rückrechnungen weiter zu ermitteln. Diese erlauben dann auch eine bessere Einschätzung der Wirkung der ausgeführten Maßnahmen (Reduktion der Kriechgeschwindigkeiten) sowie die Planung von weiteren Sanierungen. Es wird auch im Zuge von Forschungsarbeiten noch zu klären sein, ob die Verringerung der Kriechraten für gemischt-körnige Böden auch mit dem sehr einfachen, aber in der Praxis mit vertretbarem Aufwand anwendbaren Fließgesetz (Gleichung (1)) nach Kolymbas (2011) ausreichend genau beschrieben werden kann.

Der komplexe Bewegungs- und Kriechvorgang von raschen Erdströmen lässt sich mit "normgemäßen", klassischen bodenmechanischen Berechnungsmethoden nicht erfassen. Werden diese dennoch angewendet, so kann dies, bei Fehlinterpretationen der rechnerischen Ergebnisse, zu Fehlentscheidungen im Hinblick auf die zu treffenden Maßnahmen, besonders deren Reihenfolge für Entlastung und Entspannung, führen.

Einschätzungen der Standsicherheit sind nur nach "erfolgreichen" Sanierungsmaßnahmen zweckmäßig, wenn die tatsächliche Lage der Scherzone richtig eingeschätzt werden kann und die Scherparameter sowie der Bemessungswasserdruck mit verlässlicher Genauigkeit angegeben werden können. Gerade diese Eingangsparameter können bei raschen Erdströmen nur mit sehr großen Schwankungsbereichen ermittelt werden. Dabei ist in der Praxis die Angabe von Einflussfaktoren auf die Wiederaktivierung der Bewegung des Erdstromes und die erforderlichen Gegenmaßnahmen wichtiger als eine Sicherheitszahl (Ausnutzungsgrad).

Ein absoluter Schutz vor Naturgefahren für Extremereignisse im alpinen Bereich ist nicht finanzierbar. Dementsprechend sind die Maßnahmen derart zu planen und auszuführen, dass die möglichen Auswirkungen aus einem extremen Bemessungsereignis auf ein zumutbares Restrisiko reduziert wird.

## 5 Literatur

- Gasperl, W. (2009): Massenbewegungen: Überwachung, Beobachtung und Sanierungsmöglichkeiten am Beispiel Gschliefgraben. Zeitschrift für Sachverständige, Jg. 2009/Heft 2, 63-68.
- Goldscheider, M. (2014) Mechanik des Kriechens von Böschungen und Hängen. Geotechnik 27, Heft 4, Verlag Ernst & Sohn.
- Hofmann, R., Poisel, R., Breymann, H. (2008): Großhangbewegung Gschliefgraben, Zusammenfassender Bericht Geotechnik. Unveröffentlichter Bericht an den Forsttechnischen Dienst für Wildbachund Lawinenverbauung, Sektion Oberösterreich, Gebietsbauleitung Salzkammergut.
- Hofmann, R., Poisel, R. (2010): Gschliefgraben Bodenmechanische Analyse einer Großhangbewegung. In: Schad, H., Vogt, C. (Eds) Berichte 7. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Technische Akademie, Ostfildern, pp 519-528.
- Hofmann, R; Poisel, R (2010) Bodenmechanische Prozessmodellierung von raschen Erdströmen am Beispiel Gschliefgraben (Österreich). Geotechnik 33 (2010) Heft 4.
- Hofmann, R; Sausgruber, T; Pichler, C (2015) Abschätzung der Änderung der Kriechgeschwindigkeit eines Kriechkörpers. ÖIAZ, 160. Jg, Heft 1-12.
- Hofmann, R; Sausgruber, T (2017) Kriechverhalten und Sanierungskonzept einer Großhangbewegung, Navistal, Tirol, Österreich. Geomechanics and Tunnelling 10 (2017), No. 1.
- Kolymbas, D. (2011) Geotechnik, Bodenmechanik, Grundbau und Bodenmechanik. Springer-Verlag Berlin Heidelberg 1997, 2011.
# Standsicherheitsbeurteilung von Böschungen mittels FE-Methode -Möglichkeiten und Grenzen

Franz Tschuchnigg, Helmut F. Schweiger Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz

## 1 Einleitung

In der geotechnischen Praxis werden zur Beurteilung der Standsicherheit von Böschungen, Hängen und Dämmen meist Grenzgleichgewichtsmethoden, wie etwa Lamellenverfahren (z.B. Janbu (1954), Bishop (1955), Morgenstern und Price (1965)) herangezogen. Mit der Zunahme der Bedeutung numerischer Methoden in der geotechnischen Praxis zur Berechnung von Verformungen und Spannungen im Gebrauchszustand stellt sich zunehmend die Frage, ob auch die Beurteilung der Tragfähigkeit bzw. Standsicherheit mit numerischen Verfahren durchgeführt werden sollte. Der klare Vorteil gegenüber Grenzgleichgewichtsmethoden liegt darin, dass der Versagensmechanismus nicht a priori festgelegt werden muss sondern sich aus der Berechnung ergibt. Meist geschieht dies in Form einer sogenannten Festigkeitsreduktion, d.h. nach einer Berechnung mit charakteristischen Festigkeitsparametern werden diese in einer automatischen Prozedur schrittweise abgemindert bis (numerisch) kein Gleichgewichtszustand errechnet werden kann (z.B. Brinkgreve und Bakker (1991), Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik – EANG (2014)). Der Sicherheitsfaktor (SF) wird definiert als

$$SF_{fe} = \frac{\tan \varphi'_{avail}}{\tan \varphi'_{failure}} = \frac{c'_{avail}}{c'_{failure}}$$

Die so ermittelten Sicherheitsfaktoren sind im Allgemeinen gut mit den aus Lamellenverfahren ermittelten vergleichbar (z.B. Cheng et al. 2007), es können sich jedoch auch beträchtliche Unterschiede ergeben, wie in diesem Beitrag gezeigt wird. Es ist auch festzuhalten, dass Lamellenverfahren keine rigorosen Lösungen im Sinne der Plastizitätstheoreme darstellen und daher als Referenzlösung für Vergleichsberechnungen nur bedingt geeignet sind. Aus diesem Grund werden zu Beginn Ergebnisse von Vergleichsberechnungen, durchgeführt mit der Finite Elemente Methode mit Festigkeitsreduktion (in der Folge mit SRFEA "strength reduction finite element analysis" bezeichnet) und mit Finite Element Limit Analysis (in der Folge als FELA bezeichnet), präsentiert. Da FELA rigorose Lösungen im Sinne der Schrankentheoreme (obere und untere Schranke) liefern sind sie als Referenzlösung geeignet. Die hier durchgeführten Berechnungen basieren auf den Grundlagen wie z.B. in Sloan (2013) beschrieben und grenzen die exakte Lösung durch Ermittlung einer oberen und unteren Schranke ein, d.h. es kann die Fehlertoleranz gegenüber der exakten Lösung ermittelt werden. Ein Nachteil der Methode liegt darin, dass nur eine assoziierte Fließregel verwendet werden kann. Dieser Aspekt wird noch näher beleuchtet. Die Gültigkeit des Mohr-Coulomb'sches Bruchkriteriums wird vorausgesetzt.

## 2 Vergleich Limit Analysis - Festigkeitsreduktion

Betrachtet wird eine Böschung wie in Bild 1 dargestellt. Die Neigung der Böschung wird variiert und der Sicherheitsfaktor für zwei Parameterkombinationen, die in Tabelle 1 aufgelistet sind, berechnet. Das FE-Netz für SRFEA besteht aus ca. 1 500 15-knotigen Elementen, das Netz für FELA wird adaptiv verfeinert. Die Ergebnisse sind in Bild 2 zusammengefasst. Es zeigt sich, dass die Unterschiede in den mittels SRFEA und FELA errechneten Ergebnissen mit assoziierter Fließregel vernachlässigbar sind und, dass die Fließregel (assoziiert oder nicht assoziiert) in diesem Beispiel für Material Set 2 keinen sehr großen Einfluss auf das Ergebnis hat (kann nur mit SRFEA durchgeführt werden). Die sich mit FELA und SRFEA ergebenden Bruchmechanismen sind ebenfalls ident (siehe Tschuchnigg et al. (2015a)). Auf Basis der durchgeführten Studien kann daher der Schluss gezogen werden, dass mit SRFEA eine sehr gute Abschätzung des Sicherheitsniveaus von Böschungen möglich ist. Voraussetzungen sind allerdings relative feine Netze und enge Genauigkeits- bzw. Abbruchkriterien im nichtlinearen Iterationsprozess. Eine detaillierte Beschreibung der durchgeführten Vergleichsberechnungen ist in Tschuchnigg et al. (2015a) zu finden.

	Material Set 1			Material Set 2		
	Unit	Nicht-assoziiert	Assoziiert	Nicht-assoziiert	Assoziiert	
E´	[kPa]	40 000	40 000	20 000	20 000	
v	[-]	0.3	0.3	0.3	0.3	
c´	[kPa]	0	0	20.0	20.0	
φ´	[°]	35.0	35.0	25.0	25.0	
ψ´	[°]	0	35.0	0	25.0	

Tabelle 1: Materialkennwerte für Stabilitätsberechnungen



Bild 1: FE-Netz für homogene Böschung für SRFEA (  $\alpha_s$  = 45°)



Bild 2: Vergleich der errechneten SF von SRFEA und FELA

#### 3 Einfluss der Fließregel bei SRFEA

Im vorangegangenen Abschnitt wurde gezeigt, dass die SRFEA und (rigorose) FELA Lösungen sehr gut übereinstimmen. Der Vergleich kann jedoch nur für eine assoziierte Fließregel, die im Allgemeinen in der Geotechnik in Kombination mit einem Mohr-Coulomb'schen Bruchkriterium nicht anwendbar ist, durchgeführt werden, da FELA eine assoziierte Fließregel voraussetzt. Diese Einschränkung ist bei der SRFEA nicht gegeben und damit ein Vorteil, jedoch können bei großen Unterschieden von  $\varphi'$  und  $\psi'$  numerische Probleme, z.B. starke Oszillationen in den Ergebnissen, auftreten, die eine verlässliche Bestimmung des Sicherheitsfaktors erschweren. Als Beispiel kann Bild 3 dienen. Für die dargestellte Böschung (Neigung  $\alpha_s$ =45°) wurde ein effektiver Reibungswinkel und eine effektive Kohäsion von  $\phi$ <sup>'</sup> = 45° und c<sup>'</sup> = 6 kPa angenommen und Berechnungen mit variierendem Dilatanzwinkel  $\psi$  = 0°, 5°, 10°, 15° und 45° durchgeführt. Es ist klar ersichtlich, dass für geringe Dilatanzwinkel ( $\psi$ <sup>i</sup> = 0°, 5°) keine stabilen Ergebnisse erhalten werden und eine korrekte Abschätzung des Sicherheitsfaktors schwierig bleibt. Ähnliches wird von Nordal (2008) berichtet, der nicht assoziierte FE-Berechnungen für Erddruckprobleme untersuchte. Der Grund für die numerischen Probleme liegt darin, dass bei nicht assoziierter Plastizität kein eindeutiger Versagensmechanismus erhalten wird, wie aus Bild 4, in dem der Versagensmechanismus an ausgewählten Iterationsschritten dargestellt ist, hervorgeht. Für höhere Werte von  $\psi$ ' sind keine numerischen Probleme zu erkennen, ein Einfluss auf den errechneten Sicherheitsfaktor ist jedoch deutlich vorhanden.



Bild 3: Beispiel zur Untersuchung des Einflusses der Fließregel (SRFEA)



Bild 4: Wechselnder Versagensmechanismus während dem Iterationsprozess (SRFEA)

Eine Möglichkeit, numerische Probleme zufolge nicht assoziierter Fließregeln zu umgehen, wurde von Davis (1968) veröffentlicht. Er schlägt eine Abminderung von Reibungswinkel und Kohäsion in Kombination mit einer assoziierten Fließregel vor.

$c^* = \beta \cdot c'$	(2)

(3)

 $\tan \varphi^* = \beta \cdot \tan \varphi'$ 

mit

$$\beta = \frac{\cos\psi \cdot \cos\varphi}{1 - \sin\psi \cdot \sin\varphi}$$
(4)

Diese Vorgangsweise wurde auch bereits bei der Anwendung von FELA diskutiert (z.B. Sloan, 2013 oder Tschuchnigg et al. 2015a) und kann zu befriedigenden Ergebnissen führen, wenn eine Lösung für die Tragfähigkeit einer geotechnischen Struktur durch Ermittlung einer Maximallast für charakteristische Festigkeitsparameter gesucht wird. Bei Böschungen, wo der Grenzzustand durch Abminderung der Festigkeit erreicht wird, ergibt dieser Ansatz jedoch sehr konservative Ergebnisse (Tschuchnigg et al. 2015a, Tschuchnigg et al. 2015b) und muss modifiziert werden (Tschuchnigg et al. 2015b).

Mit diesem Ansatz werden einerseits wieder vergleichbare Ergebnisse zwischen FELA und nicht assoziierter SRFEA erhalten, andererseits können numerische Probleme in nicht assoziierter SRFEA vermieden werden.

Exemplarisch sind in Tabelle 2 die errechneten Sicherheitsfaktoren für die in Bild 3 gezeigte Böschung für verschiedene Dilatanzwinkel gegenübergestellt. Es zeigt sich, dass die nicht assoziierte und die assoziierte Berechnung mit dem modifizierten Davis-Ansatz (SRFEA) ähnliche Ergebnisse liefern, wobei die in den meisten Programmsystemen implementierte "Standardmethode" mit nicht assoziierter Fließregel (während der Festigkeitsreduktion konstantem Dilatanzwinkel) etwas auf der unsicheren Seite liegt (Vergleich Spalte 1 mit Spalte 2 in Tabelle 2). Die FELA Ergebnisse, ebenfalls mit modifiziertem Ansatz (Spalte 3 in Tabelle 2), korrelieren sehr gut mit den SRFEA-Ergebnissen.

				1
	SRFEA		FELA	SRFEA vs FELA [%]
ψ´	Standard Festigkeitsreduktion Davis		Davis	[%] = 100(FELA-SRFEA)/
	(nicht-assoziiert)	modifiziert	modifiziert	FELA
0	1.24	1.24	1.165	-6,4
5°	1.315	1.29	1.24	-6,0
10°	1.36	1.32	1.31	-3,8
15°	1.42	1.38	1.36	-4,4

Tabelle 2: Vergleich FELA - SRFEA mit modifiziertem Ansatz von Davis

#### 4 Einfluss von Zugspannungen auf den Sicherheitsfaktor

In diesem Abschnitt sollen einige Sonderfälle betrachtet werden, in denen Grenzgleichgewichtsbetrachtungen (in der Folge als "limit equilibrium analysis" LEA bezeichnet) im Rahmen von Lamellenverfahren und SRFEA deutliche Unterschiede im berechneten Sicherheitsfaktor ergeben. FELA Ergebnisse werden zusätzlich präsentiert. Betrachtet wird wiederum eine homogene Böschung, wobei Böschungsneigungen  $\beta$  zwischen 15° und 65° untersucht werden (Bild 5) und Reibungswinkel und Kohäsion variiert werden. Nicht variiert werden Bodenwichte ( $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$ ), E-Modul (E = 10 000 kPa) und Poissonzahl ( $\nu = 0,3$ ).



Bild 5: Böschungsgeometrie für Vergleich mit Lamellenverfahren (LEA)

Zuerst wird eine Böschung mit der Neigung 1:2 ( $\beta = 63.4^{\circ}$ ) betrachtet. Der Reibungswinkel  $\phi'$  wird zwischen 15° und 50° variiert und die Kohäsion so gewählt, dass sich mit dem Lamellenverfahren nach Morgenstern und Price (1965) ein Sicherheitsfaktor von ca. 1,3 ergibt. An dieser Stelle wird festgehalten, dass in dieser Parameterstudie mit Absicht auch grenzwertige bzw. aus bodenmechanischer Sicht wenig realistische Grenzwerte (z.B.  $\phi' = 50^{\circ}$  und  $\psi' = 0^{\circ}$ ) betrachtet wurden, um Tendenzen klar aufzeigen zu können.

Werden mit diesen Festigkeitsparametern FE-Berechnungen mit schrittweiser Reduktion der Scherparameter mit Annahme von assoziierten ( $\phi^{\circ} = \psi^{\circ}$ ) bzw. nicht assoziierten ( $\psi^{\circ} = 0$ ) Fließregeln durchgeführt, ergibt sich das in Tabelle 3 zusammengefasste Bild.

	Festigkeit		Sicherheitsfaktor	
φ´	c´	LEA	SRFEA	SRFEA
[°]	[kPa]		$(\phi' = \psi')$	(ψ´ = 0)
15	33.0	1.30	1.13	1.11
30	23.0	1.31	1.23	1.14
40	16.0	1.29	1.26	1.11
50	9.5	1.31	1.29	1.06

Tabelle 3: Vergleich von errechneten Sicherheitsfaktoren mit LEA und SRFEA

Für hohe Reibungswinkel und geringe Kohäsionswerte ergeben Lamellenverfahren und assoziierte SRFEA vergleichbare Sicherheitsfaktoren. Die Berechnungen mit nicht assoziierter Fließregel ergeben jedoch deutlich niedrigere Werte, d.h. die Ergebnisse aus den Lamellenverfahren liegen auf der unsicheren Seite, wenn man davon ausgeht, dass eine assoziierte Fließregel das Dilatanzverhalten überschätzt und daher die Ergebnisse aus der nicht assoziierten Berechnung realitätsnäher sind. Es muss jedoch nochmals betont werden, dass in diesen Fällen (hohe Reibungswinkel) ein Dilatanzwinkel von  $\psi^{t} = 0$  als sehr konservative Annahme gelten kann. Bei geringen Reibungswinkeln und hohen Kohäsionswerten ergeben sich ebenfalls gravierende Unterschiede, wiederum mit durchwegs geringeren Sicherheitsfaktoren aus SRFEA, wobei die Fließregel in diesen Fällen erwartungsgemäß eine untergeordnete Rolle spielt. Die Gründe dafür liegen in den unterschiedlichen Spannungsverteilungen in der Bruchfläche wie im Folgenden für den Extremfall "undrainiert" gezeigt wird.

Es wird das Bruchkriterium nach Tresca ( $\phi$ <sup>i</sup> = 0) für totale Spannungen angewendet. Die Böschungsneigung  $\beta$  beträgt 65°. Die LEA und FELA Ergebnisse sind in Tabelle 4 zusammengefasst und die nicht vernachlässigbaren Unterschiede in den Sicherheitsfaktoren sind auf die Unterschiede in der Spannungsverteilung entlang der Versagensfläche, wie in Bild 6 dargestellt, zurückzuführen. In der FE-Berechnung ergibt sich im oberen Teil der Versagensfläche eine starke Reduktion der Scherspannungen, da in diesem Bereich "Tension cut-off Punkte" auftreten (siehe Bild 7). Dies führt zu einer Reduktion der rückhaltenden Kräfte und damit zu einem geringeren Sicherheitsfaktor. Werden in der FE-Berechnung Zugspannungen zugelassen, so ergeben sich wiederum ähnliche Sicherheitsfaktoren wie beim Lamellenverfahren. Dies ist in Bild 8 veranschaulicht, wo die Sicherheitsfaktoren für die Fälle "Zugspannungen erlaubt" und "Zugspannungen nicht erlaubt" für unterschiedliche Werte der undrainierten Scherfestigkeit dargestellt sind. Zusätzlich sind Ergebnisse aus FELA dargestellt, die wiederum eine ausgezeichnete Übereinstimmung mit SRFEA aufweisen. Der Vollständigkeit halber sei erwähnt, dass bei Annahme eines entsprechenden Zugrisses in der LEA ebenfalls geringere Sicherheiten errechnet werden und damit eine Vergleichbarkeit mit SRFEA wiedergegeben ist, wobei bei Lamellenverfahren die Tiefe des Zugrisses vorgegeben werden muss während bei FE-Berechnungen mit "Tension cut-off = 0" sich die entsprechende Spannungsverteilung in der Versagensfläche aus der Berechnung ergibt.

	Undrainierte Scher festigkeit		Sicherheitsfaktor SF [-]	ΔSF [%]
β [°]	cu [kPa]	LEA	SRFEA	
65	45	1.14	0.98	14.0
	50	1.26	1.09	13.5
	75	1.89	1.64	13.2



Bild 6: Schubspannungsverteilung entlang Versagensfläche



Bild 7: Plastische Punkte aus SRFEA nach Festigkeitsreduktion



Bild 8: Einfluss von Zugspannungen (Vergleich LEA - SRFEA - FELA)

## 5 Zusammenfassung

Die Beurteilung der Stabilität von Böschungen erfolgt in der geotechnischen Praxis meist mit Hilfe von Grenzgleichgewichtsbetrachtungen (vorwiegend Lamellenverfahren). Zunehmend kommen jedoch numerische Verfahren wie z.B. die Finite Elemente Methode mit automatisierter Festigkeitsreduktion zur Anwendung. Diese Verfahren weisen den Vorteil auf, dass die Form des Versagensmechanismus ein Berechnungsergebnis ist und nicht a priori vorgegeben werden muss. In diesem Beitrag wurde gezeigt, dass diese Verfahren bei gleichen Annahmen vergleichbare Ergebnisse liefern wie Berechnungen, die auf Kollapstheoremen der Plastizitätstheorie ("Limit Analysis") beruhen, mit dem Vorteil gegenüber letzteren Methoden, dass auch nicht assoziierte Plastizität berücksichtigt werden kann. Diese kann jedoch zu numerischen Problemen führen, die eine Interpretation der Ergebnisse schwierig machen können. Dies tritt aber nur bei sehr hohen Reibungswinkeln und geringen Dilatanzwinkeln auf. Eine Modifikation des Ansatzes von Davis (1968) kann dieses Problem weitgehend lösen. Des Weiteren konnte gezeigt werden, dass unter gewissen Voraussetzungen Grenzgleichgewichtsbetrachtungen mit Lamellenverfahren zu nicht konservativen Ergebnissen führen können, was der häufig publizierten Meinung widerspricht, dass errechneten Sicherheitsfaktoren aus Lamellenverfahren und FE-Methoden mit schrittweiser Festigkeitsreduktion generell übereinstimmende Ergebnisse liefern.

## 6 Literatur

- Bishop, A.W. 1955. The use of slip circles in the stability analysis of earth slopes. Geotechnique 5 (1), 7-17.
- Brinkgreve, R.B.J., Bakker, H.L. 1991. Non-linear finite element analysis of safety factors. Proc. Int. Conf. Comp. Meth. Adv. Geomech., 1117-1122. Balkema, Rotterdam.
- Cheng, Y.M., Lansivaara, T. & Wei, W.B. (2007). Two dimensional slope stability analysis by limit equilibrium and strength reduction methods. Computers and Geotechnics 34, 137–150.
- Davis, E. H. (1968). Theories of plasticity and failure of soil masses. In Soil mechanics: selected topics, I. K. Lee (ed), 341-354. New York, NY, USA: Elsevier.
- EANG Empfehlungen des Arbeitskreises Numerik in der Geotechnik. 2014. Ernst & Sohn, Berlin
- Janbu, N. 1954. Application of composite slip surface for stability analysis. Proceedings of the European conference on stability of earth slopes, Stockholm, Vol. 3, 43-49.
- Morgenstern, N.R. & Price, V.E. 1965. The Analysis of the Stability of General Slip Surfaces. Geotechnique 15, 79-93.
- Nordal, S. (2008). Can we trust numerical collapse load simulations using non-associated flow rules. In Geomechanics in the emerging social and technological age: Proceedings of the 12th international conference of the International Association of Computer Methods and Advances in Geomechanics (IACMAG), Goa, India (ed. P. N. Singh), pp. 755–762. Goa, India: International Association for Computer Methods and Advances in Geomechanics (CD-ROM).

Sloan S.W. 2013. Geotechnical stability analysis. Geotechnique 63 (7), 531–572. 51st Rankine Lecture.

- Tschuchnigg F, Schweiger H.F., Sloan S.W., Lyamin A.V., Raissakis I. (2015a). Comparison of finite element limit analysis and strength reduction techniques. Geotechnique 65(4):249–57.
- Tschuchnigg, F., Schweiger, H.F. and Sloan, S.W. (2015b). Slope stability analysis by means of finite element limit analysis and finite element strength reduction techniques. Part I: Numerical studies considering non-associated plasticity. Computers and Geotechnics 70: 169-177.

## Experimentelle und numerische Untersuchungen zur Wirkungsweise von Dränmatten in Straßenböschungen

Dr.-Ing. E. Birle, M. Melsbach, M.Sc., Dipl.-Ing. A. Koukoulidou, Technische Universität München, Zentrum Geotechnik

> Dr.-Ing. C. Kellermann-Kinner Bundesanstalt für Straßenwesen

Dränmatten sind als Ersatz von mineralischen Baustoffen für Sickerschichten im Erdbau in vielen Anwendungsbereichen seit Jahrzehnten etabliert. Dabei kommen sie vornehmlich zur gezielten Ableitung von Abflüssen in Verbindung mit Abdichtungen zum Einsatz. Beispielhaft stehen hier Anwendungen in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien. Neuerdings werden Dränmatten auch in Straßenböschungen zur Reduzierung der Durchsickerung des Straßendammes vorgesehen. Entsprechende Bauweisen dazu sind im Merkblatt für Technische Sicherungsmaßnahmen im Erdbau dargestellt. Danach werden Dränmatten zur Ableitung des Sickerwassers oberhalb von Abdichtungen oder von gering durchlässigen Dammbaustoffen vorgesehen.

Experimentelle und numerische Untersuchungen zeigen jedoch, dass Dränmatten auch auf durchlässigen Baustoffen zu einer signifikanten Reduzierung der Durchsickerung von Straßenböschungen beitragen. Dies ist für die Verwendung von Ersatzbaustoffen und Böden mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen von wesentlicher Bedeutung, da eine Durchsickerung dieser Baustoffe aus Gründen des Grundwasserschutzes möglichst vermieden werden soll.

Experimentelle Untersuchungen zum Wasserhaushalt von Straßenböschungen wurden von Kellermann-Kinner et al. (2016) durchgeführt. Darin wurden unter Laboruntersuchungen u.a. Bauweisen für Straßenböschungen untersucht, bei denen eine Dränmatte zwischen dem Oberboden und einem grobkörnigen, stark durchlässigen Dammbaustoff eingebaut wurde. Die Untersuchungsergebnisse belegen für diesen Fall einen signifikanten Abfluss in der Dränmatte, der zu einer Reduzierung der Durchsickerung des Dammbaustoffes führt und damit aus Sicht des Grundwasserschutzes positiv zu bewerten ist. Ähnliche Ergebnisse zeigen numerische Simulationsberechnungen (Melsbach und Birle, 2018), in denen die experimentellen Untersuchungen von Kellermann-Kinner et al. (2016) nachgerechnet wurden, sowie Simulationsberechnungen zum Wasserhaushalt von realen Straßendämmen. Danach kann die Durchsickerung von Straßenböschungen durch die Anordnung einer Dränmatten, auch bei grobkörnigen Dammbaustoffen signifikant reduziert werden.

Im Beitrag werden basierend auf den experimentellen und numerischen Untersuchungen die vorliegenden Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Dränmatten in Straßenböschungen vorgestellt und die noch offenen Fragestellungen beleuchtet.

## 1 Einleitung

Dränmatten sind als Ersatz von mineralischen Baustoffen für Sickerschichten im Erdbau in vielen Anwendungsbereichen seit Jahrzehnten etabliert. Dabei kommen sie vornehmlich zur gezielten Ableitung von Abflüssen in Verbindung mit Abdichtungen zum Einsatz. Beispielhaft stehen hier Anwendungen in Oberflächenabdichtungssystemen von Deponien oder in Abdichtungssystemen von Gründächern (siehe Abbildung 1-1 und Abbildung 1-2). Der Dränmatte kommt hierbei die Aufgabe zu, das von oben eindringende Sickerwasser abzuleiten und einen Einstau in der oberhalb der Abdichtung befindlichen Bodenschichten zu vermeiden.

Neuerdings werden Dränmatten auch in Straßenböschungen zur Reduzierung der Durchsickerung des Straßendammes vorgesehen. Entsprechende Bauweisen dazu sind im Merkblatt für Bauweisen für technische Sicherungsmaßnahmen im Erdbau (M TS E) dargestellt. Danach werden Dränmatten zur Ableitung des Sickerwassers oberhalb von Abdichtungen oder von gering durchlässigen Dammbaustoffen vorgesehen (siehe Abbildung 1-3).

Experimentelle und numerische Untersuchungen zeigen jedoch, dass Dränmatten auch auf durchlässigen Baustoffen zu einer signifikanten Reduzierung der Durchsickerung von Straßenböschungen beitragen. Dies ist im Zusammenhang mit der Verwendung von Ersatzbaustoffen und Böden mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen von wesentlicher Bedeutung, da eine Durchsickerung dieser Baustoffe aus Gründen des Grundwasserschutzes möglichst vermieden werden soll. Vor diesem Hintergrund kann unter Verwendung von Dränmatten ggf. mit einfachen Mitteln unter Verzicht auf das Abdichtungselement die Durchsickerung von Erdbauwerken reduziert werden. Dazu sind aber Untersuchungen erforderlich, um eine derartige Bauweise zuverlässig bemessen zu können.

Im Beitrag werden basierend auf experimentellen und numerischen Untersuchungen die vorliegenden Erkenntnisse zur Wirkungsweise von Dränmatten in Straßenböschungen vorgestellt und die noch offenen Fragestellungen zum Verhalten der Dränmatte auf grobkörnigen Materialien beleuchtet.





Abbildung 1-1: Einsatz von Dränmatten in Oberflächenabdichtungssystemen

Abbildung 1-2: Freigelegte Dränmatte in einem Oberflächenabdichtungssystem



Mulde, Ableitung

Abbildung 1-3: Einsatz von Dränmatten in Straßendämmen (gemäß M TS E)

## 2 Experimentelle Untersuchungen

Experimentelle Untersuchungen zum Wasserhaushalt von Straßenböschungen wurden von Kellermann-Kinner et al. (2016) durchgeführt. Darin wurde unter Laborbedingungen die Durchsickerung eines Böschungsausschnittes untersucht, wobei unterschiedliche Aufbauten des Straßendammes ausgeführt wurden. Es wurden zum Einen typische Straßenböschungen, bestehend aus einem Dammkern und einer Deckschicht und zum Anderen Böschungen, bei denen zwischen dem Dammkern und der Deckschicht zusätzlich eine Dränmatte zur Ableitung des eindringenden Niederschlagswassers eingebracht wurde, untersucht. Für den Dammkern wurden überwiegend grobkörnige, stark durchlässige Böden bzw. Baustoffe herangezogen, während die Deckschicht in Form eines Rollrasens ausgeführt wurde. Die Abmessungen des betrachteten Böschungsausschnittes betrugen 1,44 m  $\times$  0,76 m  $\times$ 1,0 m (Länge  $\times$  Breite  $\times$ Höhe) (siehe Abbildung 2-1). Die Wasserzugabe erfolgte mit Hilfe einer Beregnungsanlage, wobei über einen Zeitraum von 2 × 49 Tagen unterschiedliche Niederschlagsereignisse entsprechend einem vorab definierten Regenregime aufgebracht wurden. Der auf dem Rollrasen abfließende Oberflächenabfluss wurde zusammen mit dem Zwischenabfluss in der Dränmatte über eine Rinne gefasst und mit Hilfe einer Waage guantifiziert. Das Sickerwasser an der Basis des Dammkerns wurde mit Hilfe von Saugplatten unter Aufbringen eines geringen Unterdruckes entnommen und ebenfalls über eine Wägung quantifiziert. Die untersuchten Baustoffe und Bauweisen sind in Abbildung 2-2 dargestellt.

Für den Fall typischer Straßenböschungen ohne Verwendung einer Dränmatte zeigen die Lysimeterversuche bei grobkörnigen Baustoffen erwartungsgemäß vergleichsweise hohe Sickerwassermengen von ca. 80 % des Niederschlages (siehe Abbildung 2-3). Durch den Einbau einer Dränmatte zwischen dem Dammkern und dem Rollrasen dagegen lässt sich die Sickerwassermenge bei allen untersuchten Materialien signifikant reduzieren und beträgt dann nur noch zwischen 4 % und 45 % des aufgebrachten Niederschlages. Wie die Versuchsergebnisse an der Hausmüllverbrennungsasche (HMVA) mit unterschiedlichen Dränmatten (Dränmatten 1 bis 3) weiter zeigen, hängt die Größe der Reduzierung aber auch vom verwendeten Dränmattenprodukt ab. Aufgrund der Versuchsdurchführung in einer Halle sind die Verdunstung sowie die vom Rollrasen über Transpiration aufgenommenen Wassermengen vergleichsweise gering.

Nicht geklärt werden konnte im Rahmen der experimentellen Versuche, ob die als Zwischenabfluss bilanzierte Wassermenge

- im Wirrgelege der Dränmatte,
- oberhalb des oberen Vliesstoffes der Dränmatte, d.h. an der Grenzschicht zwischen Rollrasen und Vliesstoff,
- oder aber innerhalb der beiden Vliesstoffe abgeführt wird.



Abbildung 2-1: Hallenlysimeter – Versuchsaufbau

				and a second
	Bauweise	Bauweise mit	Bauweise mit	Bauweise mit
	ohne TSM	Dränmatte 1	Dränmatte 2	Dränmatte 3
Vlies (Material, Verfestigung)		PP, mech.+therm.	PP, mechanisch	PP, mech.+therm.
Dränkern (Material, Art)		PP, Wirrgelege	PE-HD, Geonetz	PP, Wirrg. (V- Struktur)
Kiesiger Boden BM 1				
Bindiger Boden BM 2				
Hausmüllverbrennungsasche HMVA				
Recyclingmaterial RC				
Gießereirestsand GRS				
Steinkohlenkesselasche SKA				

Abbildung 2-2: Hallenlysimeter – Untersuchte Materialien (grüne Kennzeichnung)



Abbildung 2-3: Ergebnisse der Hallenlysimeterversuche (oben: Verdunstung, Mitte: Oberflächen- und Zwischenabfluss: unten: Sickerwasser)

## 3 Nachrechnung der Hallenlysimeterversuche

Im Rahmen eines von der Bundesanstalt für Straßenwesen geförderten Forschungsvorhabens wurden die Hallenlysimeterversuche mit einem numerischen Modell nachgerechnet (Melsbach und Birle, 2018). Die Berechnungen erfolgten mit dem Programm Seep/W der Fa. Geoslope. Das Programm ermöglicht es, unter stationären wie auch unter instationären Bedingungen Sickerwasserströmungen im gesättigten wie ungesättigten Medium abzubilden. In Seep/W können sowohl die Wasserbewegung in der flüssigen Phase als auch der dampfförmige Wassertransport betrachtet werden. Als Gleichung für die Wasserbewegung in der flüssigen Phase wird dabei die Richards-Gleichung verwendet. Diese erfordert als bodenspezifische Kennwerte die Zusammenhänge zwischen Saugspannung und Wassergehalt (Retentionskurve) sowie Saugspannung und hydraulischer Leitfähigkeit (Leitfähigkeitsfunktion). Die Berechnung der Verdunstung erfolgt in Seep/W mit dem von Wilson (1990) modifizierten Ansatz nach Penman (1956).

Die den Berechnungen zugrunde gelegte Modellgeometrie und die Randbedingungen sind in Abbildung 3-1 dargestellt. Die an der Böschungsoberfläche angesetzte Klimarandbedingung umfasst die Definition der klimatischen Verhältnisse (Niederschlag, Temperatur, Luftfeuchtigkeit, Windgeschwindigkeit, Nettostrahlung) und des Bewuchses. An der Modellunterseite wurde eine Potentialrandbedingung definiert, über die entsprechend den Verhältnissen im Experiment ein Unterdruck von 0,82 m Wassersäule vorgegeben wurde. Der linke Modellrand ist undurchlässig.



Abbildung 3-1: Modellgeometrie

Zur Beschreibung der hydraulischen Eigenschaften der in den Hallenlysimetern verwendeten Kernmaterialien konnte auf die Ergebnisse von Scharnagl und Durner (2014) zurückgegriffen werden, die im Rahmen des Forschungsvorhabens FE05.162 Untersuchungen zu den hydraulischen Eigenschaften der verwendeten Böden und Baustoffe durchgeführt haben. Unbekannt jedoch waren die hydraulischen Eigenschaften der Dränmatte und des Rollrasens. Für den Rollrasen wurden die Kennwerte eines Su2 nach Hennings (2000) herangezogen, während für die Dränmatte Kennwerte eines Kieses in Anlehnung an die Ergebnisse von Ekblad und Isacsson (2007) verwendet wurden.

Im Rahmen einer Sensitivitätsanalyse wurde dazu im Vorfeld untersucht, wie sich eine Veränderung der hydraulischen Eigenschaften der Dränmatte auf den Wasserhaushalt der Lysimeter auswirkt. Die entsprechenden Betrachtungen wurden für den Versuch mit Kies als Kernmaterial durchgeführt. Im Zuge der Studie wurde der  $\alpha$ -Parameter des Modells nach van Genuchten/Mualem, welches zur Beschreibung der hydraulischen Eigenschaften der Dränmatte im ungesättigten Zustand herangezogen wurde, in sinnvollen Grenzen variiert. Die zugehörigen Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehungen sind in Abbildung 3-2 dargestellt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Wasserhaushalt extrem sensibel auf eine vergleichsweise geringfügige Veränderung des  $\alpha$ -Wertes (im Rahmen von 0,01 cm<sup>-1</sup> bis 1 cm<sup>-1</sup>, was einem Lufteintrittspunkt zwischen ca. 5 kPa und 0,05 kPa entspricht) reagiert. So wurden für einen Wert von  $\alpha = 1$  cm<sup>-1</sup> eine auf den Niederschlag bezogene Sickerwassermenge von 90 % ermittelt, während diese bei Ansatz von  $\alpha = 0,01$  cm<sup>-1</sup> bei etwa 0 % (keine Durchsickerung) liegt. Die beste Anpassung der Berechnungsergebnisse an die gemessenen Werte konnte mit einem Wert von  $\alpha = 0,05$  cm<sup>-1</sup> erzielt werden (siehe Abbildung 3-3).



Abbildung 3-2: Vergleich Modell - Berechnung



Abbildung 3-3: Vergleich Modell - Berechnung

Als Ursache für die in Abhängigkeit vom  $\alpha$ -Wert stark unterschiedlichen Ergebnisse wurde die Auswirkung des  $\alpha$ -Wertes auf die hydraulische Leitfähigkeit mit dem Modell nach van Genuchten/Mualem ausgemacht. So weist das Material für  $\alpha = 1 \text{ cm}^{-1}$  bei einer Saugspannung zwischen 1 kPa und 10 kPa, wie sie während des Versuches zu erwarten ist, bereits eine sehr geringe hydraulische Leitfähigkeit k  $\leq 5 \cdot 10^{-7}$  m/s auf und liegt damit unterhalb der hydraulischen Leitfähigkeit des kiesigen Kernmaterials bei Annahme derselben dort wirkenden Sauspannung. Dies führt dazu, dass das Sickerwasser aus dem Rollrasen in der Dränmatte rechnerisch nicht abgeführt werden kann und an den bei dieser Saugspannung durchlässigeren kiesigen Kern abgegeben wird.

Als Fazit der numerischen Simulation lässt sich festhalten, dass die experimentellen Ergebnisse sehr gut wiedergegeben werden können, sofern die hydraulischen Kennwerte der Dränmatte durch eine Rückrechnung experimenteller Untersuchungen angepasst werden. Für Vorhersagemodelle ohne experimentelle Versuche jedoch ist die Festlegung der hydraulischen Eigenschaften von Dränmatten mit sehr großen Unsicherheiten behaftet. So liegen zwar einzelne experimentelle Untersuchungen zum ungesättigten hydraulischen Verhalten von Vliesstoffen vor (z. B. Bouazza et al., 2006; Pickels und Zornberg, 2012, Siemens und Bathurst, 2010), jedoch beziehen sich diese überwiegend auf die Retentionskurve und enthalten keine experimentellen Ergebnisse zur ungesättigten hydraulischen Leitfähigkeit.

## 4 Experimentelle Untersuchungen zu den hydraulischen Eigenschaften von Dränmatten

Zur Ermittlung der hydraulischen Eigenschaften von Dränmatten wurden experimentelle Untersuchungen an einem mechanisch verfestigten Vliesstoff aus Polypropylen durchgeführt. Anhand eines einfachen Benetzungsversuches, bei dem ein Wassertropfen vorsichtig auf die Oberfläche des Vliesstoffes aufgebracht wurde, zeigt sich, dass der Vliesstoff im gewaschenen Zustand einen Benetzungswinkel gegenüber Wasser > 90° (hydrophobes Verhalten) aufweist. Dies bestätigt die Angaben von Brunschlik (1993) für entsprechende Materialien. Im produktionsfrischen Zustand jedoch (nicht gewaschen) ergab sich im Benetzungsversuch ein Benetzungswinkel < 90°. Es wird angenommen, dass diese hydrophilen Eigenschaften im ungewaschenen Zustand aus der im Zuge der Produktion aufgebrachten Avivage resultieren.

Die Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung des gewaschenen Vliesstoffes wurde anhand eines Hanging Column Versuches ermittelt. Der Versuchsaufbau wurde von Schweizer (2019) in Anlehnung an den Hanging Column Test nach ASTM D6836-16 gewählt. Vor Versuchsbeginn wurde der gewaschene Vliesstoff unter Aufbringen von Vakuum in entlüftetem Wasser gesättigt. Anschließend wurde der gesättigte Vliesstoff durch schrittweise Erhöhung der anhängenden Wassersäule entwässert. Im Schnitt wurde der Unterdruck dabei jeweils über einen Zeitraum von 1,5 h konstant gehalten. Die infolge des Unterdruckes auftretende Wasserabgabe wurde anhand der ausgetretenen Wassermenge quantifiziert. Nach Erreichen eines maximalen Unterdruckes von 47 hPa (47 cm Wassersäule) wurde der Unterdruck wieder schrittweise reduziert und der sich einstellende Wassergehalt im Vliesstoff anhand der aufgenommenen Wassermenge ermittelt.

Die Ergebnisse zeigen für die Hauptentwässerung (1) eine signifikante Abnahme des Wassergehaltes bei einem Unterdruck von ca. 7 hPa, was dem Lufteintrittspunkt des Vliesstoffes entspricht. Für den Bewässerungspfad (2) ist auffallend, dass auch bei Reduzierung des Unterdruckes auf einen Wert nahe Null keine signifikante Wasseraufnahme durch den Vliesstoff zu verzeichnen ist. Dies belegt die hydrophoben Eigenschaften des Vliesstoffes, die dazu führen, dass eine signifikante Wasseraufnahme und eine vollständige Sättigung erst bei Aufbringen eines positiven Wasserdruckes erreicht werden kann. Der zweite Entwässerungspfad (3) startet dementsprechend von einem vergleichsweise geringen Anfangssättigungsgrad. Für die in Abbildung 4-2 dargestellten Versuchsergebnisse wurde der Sättigungsgrad als Wasservolumen bezogen auf das Gesamtvolumen des Vliesstoffes angegeben, wobei das Feststoffvolumen des Vliesstoffes vernachlässigt wurde.



Abbildung 4-1: Benetzungsversuch (Schweizer, 2019)

Abbildung 4-2: Retentionskurven ermittelt mit dem Hanging Column Test

Der Verlauf der Hauptentwässerungskurve deckt sich mit den Erkenntnissen von Pickles und Zornberg (2012), welche an mechanisch verfestigten Vliesstoffen zur Verwendung als Filterlage einer Dränmatte, ähnliche Verläufe mit einem Lufteintrittspunkt im Bereich von ca. 6 - 8 hPa ermittelten. Eine Betrachtung von 14 verschiedenen mechanisch verfestigten Vliesstoffen von Iryo und Rowe (2003) zeigt, dass der Lufteintrittspunkt je nach Produkt zwischen ca. 4 und 18 hPa liegt. Das in den Versuchen festgestellte hydrophobe Verhalten im Falle der Bewässerung wurde in ähnlichen Versuchen auch bereits von Bouazza et al. (2006), festgestellt.

#### 5 Zusammenfassung

Experimentelle Untersuchungen an Hallenlysimetern belegen, dass Dränmatten auch auf durchlässigen, grobkörnigen Erdbaustoffen zu einer signifikanten Sickerwasserreduktion beitragen. Dies konnte auch rechnerisch anhand von Simulationsberechnungen zur Wasserbewegung im ungesättigten mehrschichtigen Erdbaukörper belegt werden. Gleichzeitig haben die durchgeführten Berechnungen gezeigt, dass erhebliche Unsicherheiten bezüglich der Festlegung der hydraulischen Eigenschaften der Dränmatte bestehen und dass die Kennwerte der Dränmatte einen großen Einfluss auf die Berechnungsergebnisse haben. Vor diesem Hintergrund wurden experimentelle Untersuchungen zum Benetzungsverhalten und zur Saugspannungs-Wassergehalts-Beziehung eines mechanisch verfestigten Vliesstoffes aus Polypropylen durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen, dass der Vliesstoff im Zustand nach Produktion andere Eigenschaften aufweist als im gewaschenen Zustand. Dies beruht vermutlich auf dem Effekt der Avivage, die im Zuge der Produktion aufgebracht wird und beim Waschen des Vliesstoffes wieder entfernt wurde.

Das im gewaschenen Zustand festgestellte hydrophobe Verhalten des Vliesstoffes trägt dazu bei, dass eine Durchsickerung des Vliessstoffes erst im Falle eines leichten Wassereinstaus zu erwarten ist, was zu einer Reduktion der Durchsickerung in den Erdbaustoff im ungesättigten Zustand führt. Für eine zutreffende Abbildung der Dränmatte in einem numerischen Modell besteht allerdings noch weiterer Forschungsbedarf, insbesondere im Hinblick auf die ungesättigte hydraulische Leitfähigkeit.

#### DANKSAGUNG

Teile des Beitrags beruhen auf Ergebnissen, die im Rahmen der vom Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur, vertreten durch die Bundesanstalt für Straßenwesen, unter FE-Nr. 05.185 durchgeführten Forschungsarbeiten gewonnen wurden. Die Verantwortung für den Inhalt liegt allein bei den Autoren.

#### Literaturverzeichnis

- Bouazza, A.; Zornberg, J. G.; McCartney, J. S.; Nahlawi, H. (2006): Significance of unsaturated behaviour of geotextiles in earthen structures. Australian Geomechanics, 41(3), 133 - 142
- Brunschlik, R. (1993): Der Einfluß von Geotextilien auf die Effektivität von Kapillarsperrsystemen.- Unveröffentl. Diplomarbeit Ludwig-Maximilians-Universität München
- Ekblad, J.; Isacsson, U. (2007): Time domain reflectometry measurements and soil-water characteristic curves of coarse granular materials used in road pavements, Canadian Geotechnical Journal, Vol. 44, No. 7, pp. 858-872
- Hennings, V. (2000): Methodendokumentation Bodenkunde, Auswertungsmethoden zur Beurteilung der Empfindlichkeit und Belastbarkeit von Böden, in Geologisches Jahrbuch, Sonderheft, Reihe G, Heft 1, 2. Auflage, mit Ergänzungsseite der Verknüpfungsregel 1.18
- Iryo, T., Rowe, R. K., 2003: On the hydraulic behaviour of unsaturated nonwoven geotextiles. Geotextiles and Geomembranes 21 (2003) pp. 381-404
- Krahn, J. (2004): Vadose Zone Modeling with VADOSE/W, first edition, Mai 2004, GEO-SLOPE International, Canada
- Scharnagl, B.; Durner, W. (2014): Bestimmung von Wassergehalts-Saugspannungsfunktionen für Böden, RC-Baustoffe und HMVA, Schlussbericht zum Forschungsvorhaben 05.162/2011/LRB
- Kellermann-Kinner, C.; Bürger, M.; Marks, T. (2016): Effizienz technischer Sicherungsmaßnahmen im Erdbau – Lysimeteruntersuchungen unter Laborbedingungen. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen
- Melsbach, M.; Birle, E. (2018): Numerische Modellierung der Lysimeteruntersuchungen der BASt, 2. Zwischenbericht zu FE 05.185
- Penman, H. L. (1956): Estimating evaporation, Trans. Amer. Geophys. Union 37, pp. 43-46, zitiert in Schöniger und Dietrich (2009)
- Pickels, C. B., Zornberg, J. G. (2012): Hydraulic classification of unsaturated nonwoven geotextiles for use in capillary barriers. Proceeding of GeoAmericas 2012, the Second Pan American Geosynthetics Conference & Exhibition, Lima, Péru, pp. 408-420
- Scharnagl, B.; Durner, W. (2014): Bestimmung von Wassergehalts-Saugspannungsfunktionen für Böden, RC-Baustoffe und HMVA, Schlussbericht zum Forschungsvorhaben 05.162/2011/LRB
- Schöniger, M.; Dietrich, J. (2009): Hydroskript, http://www.hydroskript.de, Uni Braunschweig, Stand 2009
- Schweizer, S. (2019): Untersuchung und Beschreibung der Wassertransportprozesse in Dränmatten und deren Verhalten als Kapillarsperre, Masterarbeit TU München
- Siemens, G., Bathurst R. J. (2010): Numerical parametric investigation of infiltration in one-dimensional sand-geotextile columns. Geotextiles and Geomembranes 28 (2010) pp. 460-474
- Stormont, J.C.; Henry, K.S.; Evans, T.M. (1997): Water Retention Functions of Four Nonwoven Polypropylene Geotextiles, Geosynthetics International, Vol. 4, No. 6, pp. 661-672
- Wilson, G. W. (1990): Soil Evaporative Fluxes for Geotechnical Engineering Problems, Dissertation, University of Saskatchewan, Saskatoon, Canada, zitiert in Krahn (2004)

# Einsatz einer mineralischen Weichlage aus Tonpellets zur horizontalen Entkoppelung des bestehenden S-Bahn-Tunnels von der Gründung des neuen Stuttgarter Bahnhofs

DEA MAISE, Dipl.-Ing. Gabriel Lomo DB PSU GmbH

Mohamed Soliman, M.Sc. Dr.-Ing. Stefan Vogt Prof. Dr.-Ing. Roberto Cudmani Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

## 1 Einleitung und Ausgangssituation

Bei der Realisierung des Bahnprojekts Stuttgart – Ulm ist im Zuge der Umgestaltung des Stuttgarter Hauptbahnhofs eine Trogkonstruktion geplant, welche größtenteils auf Ortbetonrammpfählen mit Innenrohrrammung bzw. teilweise auf Bohrpfählen gegründet wird. Im Bereich des Teilabschnitts BA 11 befindet sich der Bestandstunnel der S-Bahn zwischen zwei Bohrpfahlwänden, die bei der Errichtung des Bauwerkes als Verbauwände dienten. Für den Neubau der Bahnhofshalle wurden zwischenzeitlich sowohl die alten Bohrpfahlwände bis zur Baugrubensohle der neuen Trogbrücke als auch Teile des Bestandsbauwerks - abgesehen von dem im Betrieb befindlichen untersten Geschoss des S-Bahn-Tunnels - rückgebaut.

Aus den überlagerten Lastfällen "Temperaturänderung" und "Schwinden" resultieren rechnerisch Längenänderungen der neuen Bahnhofshalle und damit eine horizontale Verschiebung von bis zu ca. 2 cm an den beiden Auflagerpunkten der neuen zu errichtenden Brücke des BA 11. Eine statische Überprüfung hat ergeben, dass im Endzustand die Tragsicherheit des Querschnitts des S-Bahn-Tunnels unter den Einwirkungen aus gegenüber dem ursprünglichen Zustand infolge der Horizontalverschiebung der neuen Fundamentplatte erhöhten Erddruck nicht gegeben ist. Im Ergebnis einer Variantendiskussion der DB Projekt Stuttgart-Ulm GmbH (DB PSU) mit der ausführenden Firma und den an der Planung beteiligten wird eine Entlastung durch Bodenaustausch mit Einsatz einer mineralischen Weichlage aus Tonpellets präferiert. Diese Variante, die zur Ausführung kam, wird im Folgenden vorgestellt.

## 2 Projektübersicht

Der Streckenabschnitt zwischen Stuttgart und Ulm erfüllt im Netz der DB Netz AG wichtige Aufgaben sowohl im Fern- als auch im Regionalverkehr und gehört zu den besonders stark belasteten Gleisstrecken. Das Bahnprojekt Stuttgart–Ulm umfasst den Neubau des Stuttgarter Bahnknotens, den Bau der Schnellfahrstrecke Wendlingen–Ulm, ein umfassendes Städtebauprojekt und den Aus- und Neubau verschiedener weiterer Bahnhöfe. Die Gesamtmaßnahme wurde in die Abschnitte "Bahnprojekt Stuttgart 21" und "Neubaustrecke Wendlingen – Ulm (NBS)" unterteilt.

Insgesamt wird beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm eine Gesamtstreckenlänge von knapp 120 km realisiert, wobei mit rund 64 km etwas mehr als die Hälfte der Trassenlänge auf Tunnelstrecken und Durchlässe entfallen. Neben den insgesamt 25 Tunneln bzw. Durchlässen werden 55 Brückenbauwerke errichtet.

#### Der PFA 1.1. - Stuttgarter Hauptbahnhof mit Bahnhofshalle sowie Tunnelbauwerke

Als besonderes Merkmal im Gesamtprojekt ist die Umwandlung des Stuttgarter Hauptbahnhofs von einem Kopfbahnhof in einen Durchgangsbahnhof hervorzuheben. Der PFA 1.1 reicht bis an die Ränder des Stuttgarter Talkessels heran und wird in offener Bauweise mit einigen herausfordernden Maßnahmen zur Unterfangung des Bestandsgebäudes der ehemaligen DB-Direktion hergestellt. Planung und Bauausführung erfolgen in drei Bereichen (Abbildung 1) mit insgesamt 20 Bauabschnitten (BA, Abbildung 2):

- **DB-Tunnel Nordkopf** (BA 01 bis BA 08), der als mehrzelliger Stahlbetonrahmen mit einer Länge von 227 m und einer Breite von 45 m bis 73 m im Nordwesten an die beiden bergmännischen Tunnel des PFA 1.5 Richtung Stuttgart-Feuerbach und Stuttgart-Bad Cannstatt und im Südosten an die Bahnhofshalle anschließt,
- **DB-Tunnel Südkopf** (BA 19/20 bis BA 25), der ebenfalls als mehrzelliger Stahlbetonrahmen mit einer Länge von 200 m und einer Breite von 48 m bis 73 m von den beiden bergmännischen Tunneln des PFA 1.2 Richtung Stuttgart-Flughafen und Stuttgart-Untertürkheim im Südosten zur Bahnhofshalle im Nordwesten führt, sowie die
- Bahnhofshalle (BA 09 bis BA 18), die sich mit einer Länge von 447 m und einer Breite von rund 80 m etwa rechtwinklig (Abbildung 3) zu den bestehenden Gleisanlagen des alten Kopfbahnhofes erstreckt. Die Bahnhofshalle wird als Gesamtbauwerk (bestehend aus Gründung, Trog und Schalendach) betrachtet und basiert auf einem Entwurf der ingenhoven architects und besticht insbesondere durch ihre architektonische Ästhetik mit der Struktur des Schalentragwerks. Tagsüber wird sie mittels großer Lichtaugen mit natürlichem Licht beleuchtet (Abbildung 4), zugleich kommunizieren die Lichtaugen die Präsenz des unterirdischen Bahnhofs an die Passanten darüber (Abbildung 5, Abbildung 6). Zum Trog gehören die Sohlplatte, die nördlichen und die südlichen Trogwände sowie die westlichen und die östlichen Brillenwände. Im Bereich der Gleise ist die Sohlplatte etwa 1,25 m und im Bereich der Bahnsteige etwa 2,5 m dick. Das Trogbauwerk wird im gesamten Bahnsteigbereich von einem Stahlbeton-Schalendach, mit einer minimalen Dicke von 35 cm, überspannt, dessen Lasten über elliptische Kelchstützen und die Außenwände des Troges in die Bodenplatte abgetragen werden. Die Dicke der Decke vergrößert sich in Richtung der Kelche und bindet fließend in diese ein. Als Besonderheit ist hervorzuheben, dass das Schalendach ein in sich kontinuierliches, d.h. fugenloses, dreidimensionales Tragwerk darstellt. Die lichte Höhe zwischen Schienenoberkante und Unterkante Schalendach variiert zwischen 9,5 m und 12,3 m. Der Trog der Bahnhofshalle quert im BA 11 das bestehende S-Bahnbauwerk, und wird in diesem Bauabschnitt als vorgespannte Brücke ausgebildet. Auf dieser Brücke ruhen zwei Kelchstützen. Die Brücke ist beidseitig zum S-Bahnbestandsbauwerk auf Großbohrpfahlreihen gegründet. Im Bereich der Trogwände sind Hohlkastenträger vorgesehen. Diese überspannen ebenfalls das bestehende S-Bahnbauwerk und sind auf Bohrpfahlgruppen aufgelagert. Die Brückenkonstruktion ist im Endzustand durch eine 10 cm breite Fuge vom S-Bahnbestand abgetrennt, um diesen lastfrei zu halten.



Abbildung 1: PFA 1.1, Unterteilung



Abbildung 2: PFA 1.1, Bauabschnitte



Abbildung 3: Lage Durchgangsbahnhof



Abbildung 4: Bonatzbau, Lichtaugen



Abbildung 5: "Innenansicht" Bahnhof



Abbildung 6: "Außenansicht" Bahnhof

## 3 Baugrund und Grundwasser, Gründungskonzept

#### 3.1 Baugrund und Grundwasser

Der Baugrund im Bereich der Talquerung, also der Bahnhofshalle und den anschließenden Kopfbauwerken, wird maßgeblich durch die Schichten des Gipskeupers bestimmt, die an den Talrändern bereits oberflächennah anstehen und im Taltiefsten durch zum Teil von bis rund 15 m mächtigen quartären Ablagerungen überlagert werden (Abbildung 7).

Im Süden der Bahnhofshalle sind die quartären Schichten durch die Ablagerungen des heute verdolten Nesenbachs geprägt und von geringer Tragfähigkeit. Im Norden dagegen liegen überwiegen sogenannte Sauerwasserablagerungen, die in unterschiedlicher Form als Sauerwassersand, als Kalk- und Tonschlamm oder als Travertin in teils mächtigen Sinterterrassen angetroffen werden.



#### Abbildung 7: Geologischer Längsschnitt

In großen Bereichen der Baugrube für die Talquerung werden die Schlufftonsteine des Gipskeupers angeschnitten, die in Höhe der Baugrubensohle stratigrafisch meist den Dunkelroten Mergeln zugeordnet werden können. Häufig sind die Schlufftonsteine durch Auslaugungsvorgänge verstürzt und sind zu einem halbfesten, teils auch weichen Schluff verwittert. Sie stehen - meist hin zu den Talrändern - aber auch als mürber Fels an.

Die stratigrafisch unterste Sicht des Gipskeupers, die sogenannten Grundgipsschichten, stellen für bauliche Maßnahmen aus Sicht des Heilquellenschutzes im Baufeld der Talquerung die untere Begrenzung dar. Hieraus ergeben sich teils Längenbeschränkungen für Pfähle auf weniger als 10 m. Grundwasser im quartären Grundwasserleiter steht im Taltiefsten rund 4 m bis 5 m unter Gelände und bis etwa 8 m oberhalb der Bauwerksohle an.

## 3.2 Gründungskonzept des Trogbauwerks für die Bahnhofshalle

Die Gründung der Bahnhofshalle erfolgt als "Mischgründung" durch anteiligen Lastabtrag über die Bodenplatte und über Gründungspfähle, wobei die Gründungspfähle der Setzungsreduktion dienen.

Maßgebend für das Gründungskonzept sind die strengen Projektanforderungen hinsichtlich der Gebrauchstauglichkeit. Zur Verformungsbegrenzung für Zwängungsbeanspruchungen der Dachkonstruktion, für die Ebenheit des Gleises bzw. der Bahnsteige und zur Einhaltung der Dichtigkeitsanforderungen an die Trogkonstruktion sind gemäß UiG (Unternehmensinterne Genehmigung) der DB AG folgende Vorgaben einzuhalten:

- Gesamtsetzungen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten ≤ 30 mm, und
- Setzungsdifferenzen aus ständigen und regelmäßig auftretenden veränderlichen Lasten ≤ 10 mm auf 20 m Länge.

In allen Bauabschnitten des Trogbauwerks sind – bis auf wenige Ausnahmen – Ortbetonrammpfähle zur Setzungsreduktion vorgesehen, da dieser Pfahltyp unter den gegebenen geologischen Randbedingungen bei gleicher Belastung vergleichsweise geringe Setzungen aufweist. Es sind Pfahlgruppen unter den Kelchstützen und Pfahlreihen unter den Außenwänden des Trogs angeordnet.

## 4 Variantenuntersuchung

Abbildung 8 zeigt die Ausgangssituation im Bereich des BA 11, die sich aus Längenänderungen der neuen Bahnhofshalle infolge der Lastfälle "Temperaturänderung" und "Schwinden" ergeben.



Abbildung 8: Ausgangssituation im Bereich BA 11

Nach Informationen des Tragplaners ergab eine statische Überprüfung des bestehenden S-Bahn-Querschnitts im BA 11, dass im Endzustand die Tragfähigkeit des Querschnitts unter den Einwirkungen des Erddrucks nicht gegeben ist. Zur Reduktion der Größe der bezogen auf die Horizontalverschiebung stattfindenden Kopplung zwischen der neuen Bohrpfahlwand und den Wänden des S-Bahn-Tunnels wurden mehrere Varianten untersucht. Ziel war es, die Variante mit den besten festgelegten Bewertungskriterien (insbesondere hinsichtlich Wirkung, Kosten und Zeit) weiterzuentwickeln und zur Ausführung zu bringen. Dabei musste beachtet werden, dass die Spannweite des vorgespannten Brückenbauwerks BA 11 aus statischen Gründen nicht vergrößert werden konnte. D.h. die Lage des Auflagers der Brücke - die bereits im BA 11 hergestellten Pfahlwände bilden ein Teil des Auflagers - durfte nicht verändert werden.

Folgende Auflistung nennt eine Auswahl der untersuchten Varianten zur Minimierung der Einwirkungen auf das S-Bahn-Bauwerk

- a) Anbringen eines Zweifeldträgers als an Boden und Decke der Bestands-S-Bahn gestützte Wand
- b) Herstellung einer zusätzlichen tangierenden Bohrpfahlwand als Abdichtungs- bzw. Abschirmungswand zwischen den beiden Bohrpfahlwänden
- c) Herstellung einer Schlitzwand zwischen den beiden Bohrpfahlwänden als mit der Bodenplatte ausgebildeter Einfeldträger für die Aufnahme der Einwirkungen aus Erddruck
- d) Ausbildung einer auf den Bestandspfählen der S-Bahn aufgelagerten biegesteifen Ecke als Verlängerung der neu zu errichtenden Deckenplatte oberhalb der S-Bahn.
- e) Anbringen einer Spundwand zwischen den beiden Bohrpfahlwänden mit gelenkigem Anschluss an Bodenplatte der Bahnhofshalle
- f) Herstellung eines zusätzlichen Pfahlkopfbalkens auf neu herzustellenden Pfählen unterhalb der neuen Brücke.

Zur Bewertung der einzelnen Varianten hinsichtlich gestellter Kriterien wurde eine Matrix entwickelt, die Vor- und Nachteile der jeweiligen Vorschläge aufzeigt.

Als Ergebnis der Variantendiskussion zwischen der DB PSU, der ausführenden Firma und den an der Planung beteiligten Büros wurde zunächst eine Entlastung durch Aushub des Bodens zwischen S-Bahn-Querschnitt und angrenzender Gründungspfähle des BA 11 präferiert (sog. Variante 2), die dann weiterentwickelt wurde.

#### Variante 2

Bei dieser Variante ergab sich aufgrund des geplanten vollständigen Bodenaushubs eine erhebliche Reduktion des Mantelwidertandes der Gründungspfähle der Trogbrücke, so dass die äußere Tragfähigkeit nicht mehr ausgereicht hätte, um die Einwirkungen aus dem Bauwerk des BA 11 sicher aufnehmen zu können. Ebenso wurde durch Berechnung festgestellt, dass das vertikale Tragverhalten der Gründung im Vergleich zu den bisherigen Annahmen der Planung weicher ist. Zusätzlich zeigte sich, dass die Pfähle durch Erddruck stärker beansprucht werden.

Um auch nach dem Bodenaushub zwischen S-Bahn-Querschnitt und angrenzender Gründungspfähle des BA 11 ein hinreichend steifes und sicheres Tragverhalten der Gründung des BA 11 zu erreichen, wurden zusätzliche Pfähle und umfangreiche Injektionsmaßnahmen vorgesehen.

Ziel war es, mit der Konzeption der Zusatzpfähle eine verglichen zu den alten Planungen ähnliche Steifigkeit und Tragfähigkeit der Gründung des BA 11 zu erreichen und dabei gleichzeitig das S-Bahn-Bauwerk von zusätzlichen Erddruck des neuen darüber liegenden Bahnhofes freizuhalten.

Im Zuge der Konzeptionierung der Variante 2, wurde die Variante 2A -Lisene mit 3 Pfählen-(Abbildung 9, Abbildung 10) und als Optimierung der Variante 2A, die Variante 2B -Lisene mit 2 Pfählen- (Abbildung 11, Abbildung 12) entwickelt.



Abbildung 9: Variante 2A, Lisene mit 3 Pfählen sowie Injektionsmaßnahmen, Grundriss



Abbildung 10: Variante 2A, Lisene mit 3 Pfählen, Querschnitt Pfahlgründung



Abbildung 11: Variante 2B, Lisene mit 2 Pfählen sowie Injektionsmaßnahmen, Grundriss



Abbildung 12: Variante 2A, Lisene mit 2 Pfählen, Querschnitt Pfahlgründung

#### Weitere Überlegungen

Neben noch ungeklärten planerischen Herausforderungen zeigten sich nach weiterer Abstimmung zunächst nicht erkennbare nachteilige Auswirkungen der zunächst favorisierten Variante 2 hinsichtlich Bauzeitverlängerung und Kosten, sodass weitere Überlegungen zur Abschirmung des S-Bahn-Tunnels parallel durchgeführt wurden. Zunächst wurde die vorhandenen Tragreserve der neuen Pfahlwand bei einem Mantelreibungsentzug untersucht. Auf Empfehlung der Technischen Universität München Zentrum Geotechnik (TUM-ZG) hin wurde eine Variation der Steifigkeiten bei dem Nachweis der Pfähle auf äußere Tragfähigkeit unter Reduzierung der Mantelreibung durchgeführt. Diese Überlegungen ergaben, dass die Mantelreibung im Bereich der oberen 3,30 m bzw. 4,00 m des Pfahlschaftes entfallen konnte. Auf Grundlage dieser ersten Einschätzung, zeigte sich, dass die Möglichkeit zur erheblichen Reduzierung des horizontalen Erddrucks, unter Beachtung des Ablaufes zur Herstellung der Baugrube zum Zeitpunkt des S-Bahn-Baus und unter Einsatz einer von Seiten der TUM-ZG erwogenen Weichlage aus aufgequollenen Tonpellets gegeben war. Aufgrund des hohen zeitlichen Druckes und der weiter planerisch offenen Herausforderungen zum Bau der sog. Variante 2 wurde die Idee einer Weichlage parallel zum S-Bahn-Tunnel mit großer Intensität verfolgt und bis zu einer baubaren Planung weiterentwickelt sowie schlussendlich zur Ausführung gebracht.

Eine grundlegende Voraussetzung für die rasche Umsetzbarkeit war, dass der Einsatz von Tonpellets ein gängiges Verfahren für die Verschließung von Erkundungsbohrungen sowie für die Abdichtung von Brunnen unterhalb des Grundwasserspiegels ist. Damit liegen hinsichtlich der langfristigen Wirkung des in Form der Tonpellets verwendeten natürlichen Materials und der Umweltverträglichkeit auch für die anstehenden Baugrundverhältnisse ausreichende Erfahrungen vor.

Entsprechend den statischen Anforderungen sollte die Weichlage durch einen mit feinkörnigem Boden bei breiiger Konsistenz aufgefüllten Schlitz mit einer Tiefe von 2 m und beim sog. "Block 4a" einen Schlitz bzw. einzelne Bohrungen bis in eine Tiefe von ca. 6 m unterhalb des Kopfbalkens der Brückenkonstruktion realisiert werden (Abbildung 13, Abbildung 14 und Abbildung 15). Die Anforderungen an das für die Realisierung der Weichlage zur Ausführung vorgeschlagene Tonmaterial bezogen sich vorrangig auf eine ausreichend geringe Steifigkeit und Scherfestigkeit sowie auf eine dauerhafte Wirksamkeit, was bedeutet, dass nur kleine Veränderungen des Wassergehalts bzw. des Sättigungsgrades über die Nutzungsdauer zulässig sind. Hierzu wurden Versuche und Simulationen unter Anwendung eines Stoffmodells für gesättigte viskose weiche Tone durchgeführt, um den Nachweis zur Erfüllung der Anforderungen zu erbringen.

Je nach Zusammensetzung der Tonpellets aus unterschiedlichen Tonmineralien und der beim Einfüllen in das Bohrloch bzw. den Schlitz erreichten Dichte kann bei der Aufnahme von Wasser ein Quelldruck entstehen, der Hohlräume gegen mögliche Wasserwegigkeiten zwar zuverlässig verschließt, jedoch für die Beanspruchung der Wände des bestehenden S-Bahn-Tunnels nachteilig sein kann.

Auch für die weitere Planung wurde das mechanische Verhalten der Weichlage in den geotechnischen Rechenmodellen mit Hilfe eines geeigneten Stoffmodells abgebildet. Für die Berechnungen wurden Kennwerte für das stoffliche Verhalten des in den Schlitz bzw. in die Bohrungen einzufüllenden Materials zunächst überschlägig abgeschätzt und am geotechnischen Planer weitergegeben. Diese im Hinblick auf den Zeitdruck für die Planung

sehr rasch zu treffenden Aussagen zum stofflichen Verhalten der Weichlage wurden durch Labor- und Modellversuche bestätigt.

Es stellte sich ebenso die Frage, ob die Übertragbarkeit des im Labor beobachteten Quelldruckverhaltens auf die Bedingungen in situ in Frage gestellt werden könnte. Der Einwand wurde in der Tatsache begründet, dass der Chemismus des Bodens und des Grundwassers in situ anders sind als im Labor und, dass diese das Quellverhalten der Tonpellets beeinflussen können. Um weitere Planungssicherheit zu erlangen und um Verzögerungen bei der Herstellung der Weichlage möglichst zu vermeiden, wurde die Frage der Übertragbarkeit mittels Versuche im Nahbereich (BA 10) des BA 11 geklärt.



Abbildung 13: Weichlage aus aufgequollenen Tonpellets (gestrichelt)





Abbildung 14: Querschnitt Schlitze im Bereich "Block 4a" mit Weichlage (gestrichelt)

Abbildung 15: Querschnitt Regelschlitze mit Weichlage (gestrichelt)

## 5 Laborversuche

In Laborversuchen an der TUM-ZG wurde zunächst die prinzipielle Eignung von Tonpellets für die Herstellung der Weichlage anhand von Index- und Klassifikationsversuchen sowie ersten Quelldruckversuchen untersucht. Darauf wurde unter Beachtung der Verfügbarkeit unterschiedlicher Produkte von Tonpellets ein Produkt für die Anwendung ausgewählt und an diesem Produkt Untersuchungen zur Bestimmung bodenmechanischer Parameter zur Charakterisierung der Steifigkeit und Scherfestigkeit sowie des Kriechverhaltens durchgeführt.

#### 5.1 Vorversuche zur Materialauswahl

Die Untersuchungen begannen mit der Auswahl von hinsichtlich der angestrebten bodenmechanischen Eigenschaften geeignet erscheinenden Produkten unterschiedlicher Hersteller. Insgesamt wurden 13 verschiedene Produkte recherchiert, die nach Herstellerangaben für den Einsatz als geeignet erschienen. Aus diesen 13 Produkten wurden 3 Produkte für Vorversuche ausgewählt, wobei neben den nach Herstellerangaben recherchierten bodenmechanischen Eigenschaften unter anderem zum Quelldruck infolge Wasseraufnahme auch die Verfügbarkeit der Tonpellets in großen Mengen von vorab geschätzten 300 Tonnen bis 340 Tonnen bis zur Ausführungstermin auf der Baustelle des PFA 1.1 maßgebend war. Die Herstellerangaben zu den 3 für die Vorversuche ausgewählten Materialien sind in Tabelle 1 zusammenfassend dargestellt.

Bezeichnung Produkt	Schüttdichte	Quelldruckspannung	Durchlässigkeits- beiwert
Compactonit 10/80	1,0 t/m <sup>3</sup>	8 kN/m²	2,3 10 <sup>-11</sup> m/s
Mikolit 300	1,0 t/m <sup>3</sup>	6 kN/m <sup>2</sup>	5,0 10 <sup>-10</sup> m/s
Wetronit 100/10	1,0 t/m <sup>3</sup>	7 kN/m <sup>2</sup>	1,0 10 <sup>-11</sup> m/s

Tabelle 1: Herstellerangaben zu den in den Vorversuchen untersuchten Materialien

Ziel der Laborversuche war es zunächst, die 3 verschiedenen Produkte aus Tonpellets mittels Indexversuchen bodenmechanisch zu klassifizieren. Um produktspezifische Unterschiede im Quellverhalten durch einen Schnelltest feststellen zu können, wurde jeweils eine geringe Probenmenge aus Tonpellets in zylindrische Behälter aus Glas eingefüllt. Darauf wurde von oben Wasser zugegeben, bis nach visueller Beurteilung alle Makroporen gesättigt waren. Es sind durch das freie Quellen bei vergleichsweise sehr geringen Spannungen produktspezifische Unterschiede zu erkennen (siehe Abbildung 16). Die axiale Dehnung bezogen auf die anfängliche Probenhöhe bzw. Volumenzunahme der getesteten Materialien beträgt 11 % bis 33 % innerhalb eines Zeitraumes von 3 Tagen. Zur Beurteilung und Übertragung dieser Ergebnisse ist zu beachten, dass die Spannungen in den kleinmaßstäblichen Säulenversuchen, welche die Dehnungen infolge Quellen beeinflussen, deutlich unter den Spannungen liegen, welche innerhalb der Weichlage zu erwarten sind. Im Vergleich zum Schnelltest höhere Spannungen reduzieren die zu erwartenden Dehnungen infolge Quellen.



Abbildung 16: Schnelltest zur Ermittlung des Quelldruckpotentials

Für die Bestimmung des Verhaltens der Tonpellets infolge des Quellvorgangs bei verschiedenen aus der geplanten Anwendung in der Weichlage abgeleiteten Spannungen, wurden im Rahmen der Vorversuche an den 3 Materialien Quelldruckversuche bei Kontrolle  $\partial \sigma_v / \partial t = 0$  ausgeführt. Für diese Quelldruckversuche wurde das Material locker in einen Großödometer eingebaut, der Probenabmessungen von 300 mm Durchmesser bei einer Probenhöhe von 100 mm erlaubt. Die Probenreaktion wird durch die Änderung der vertikalen Spannung gemessen  $\partial \sigma_v / \partial t \neq 0$ . Die Auswertung der Versuchsergebnisse wird in Abbildung 17 gezeigt.



Abbildung 17: Auswertung der Quelldruckversuchen an Tonpellets im Großödometer

Nach der Analyse der Vorversuche wurde das Produkt Compactonit, welches hinsichtlich der gestellten Anforderungen an die Quelldruckentwicklung (niedrige Quelldrücke, vernachlässigbare Zunahme über die Zeit) und die Homogenität nach dem Quellen (homogenes Partikelgerüst mit wenigen sichtbaren Makroporen) günstige Eigenschaften zeigt, ausgewählt. Neben den bautechnischen Anforderungen war die Verfügbarkeit von bis zu 340 Tonnen auf der Baustelle zur Zeit der Ausführung ein wichtiges Entscheidungskriterium.

#### 5.2 Laborversuche an Compactonit

der Vorversuche wurden weiterführende bodenmechanische Nach Durchführung Laborversuche am Material mit der Produktbezeichnung des Herstellers Compactonit 10/80 durchgeführt. Die Versuche sollen das mechanische Verhalten der geguollenen Tonpellets hinsichtlich der Steifigkeit, Scherfestigkeit und Viskosität charakterisieren. Zu den in den Versuchen berücksichtigten Einflüssen gehören die Art der Probenherstellung mit der Wahl der Einbaudichte der trockenen Tonpellets sowie der Quellvorgang durch Wasserzugabe, die Vorkonsolidationsspannung während Wasserzugabe sowie der die Größe der Spannungsinkremente zur Ermittlung der Steifigkeit.



Abbildung 18: Versuchsanlagen zur Probenvorbereitung mit Quellen durch Wasserzugabe und zur Durchführung von Großödometerversuchen mit D = 300 mm (linkes Foto), gequollene Tonpellets nach Herstellung einer Probe für weiterführende Versuche (mittleres Foto), Versuchsanlage zur Durchführung von Flügelscherversuchen (rechtes Foto)

In zwei konventionellen Ödometerversuchen [1] bei einem Probendurchmesser 71,4 mm und einer Anfangsprobenhöhe von 20 mm wurde die spannungsabhängige Kompressibilität und daraus berechnet der Steifemodul E<sub>s</sub> sowie das Verhalten infolge Kriechen bei konstanter Spannung ermittelt. Die Versuche unterscheiden sich hinsichtlich vertikaler der Vorkonsolidationsspannung beim Quellen während der Probenvorbereitung (Versuch 1:  $\sigma_{v,0}$  = 15 kN/m<sup>2</sup>, Versuch 2:  $\sigma_{v,0}$  = 30 kN/m<sup>2</sup>). Die Laständerung erfolgte durch jeweils Lastverdoppelung während der Erstbelastung OCR =  $\sigma'_{v,max} / \sigma'_v = 1$  bis  $\sigma_v = 240$  kN/m<sup>2</sup>. Die Probe wurde anschließend von  $\sigma_v = 240 \text{ kN/m}^2$  auf  $\sigma_v \approx 1 \text{ kN/m}^2$  entlastet und bis auf  $\sigma_v = 240 \text{ kN/m}^2$  wieder belastet, um die Steifigkeit und das Kriechverhalten bei Bodenzuständen OCR > 1 (Annahme  $\sigma'_{v,max}$  = 240 kN/m<sup>2</sup>) ermitteln zu können. Die Last wurde nach einer Spannungsänderung jeweils um mindestens 1 Tag konstant gehalten. Die Auswertungen zum spannungsabhängigen Steifemoduls sowie zum Kriechbeiwert C<sub>B</sub> sind in Abbildung 19 dargestellt.



Abbildung 19: Ergebnis konventionelle Ödometerversuche, spannungsabhängiger Steifemodul  $E_s$  bei Ent- und Wiederbelastung (linkes Diagramm) und spannungsabhängiger Kriechbeiwert C<sub>B</sub> bei Wiederbelastung (rechtes Diagramm)

Es wurden 2 weitere Ödometerversuche durchgeführt, die sich gegenüber den konventionellen Ödometerversuchen durch eine verschiebungsgesteuerte Probebeanspruchung unterscheiden. In diesen Versuchen wird bei Belastung die Stauchungsrate bzw. bei Entlastung die Dehnungsrate  $\partial \sigma_v / \partial t$  durch die Versuchsanlage kontrolliert. Die Probenreaktion infolge einer sprunghaften Änderung der Dehnungsrate  $\Delta \sigma_v / \Delta t$  und damit das Versuchsergebnis gibt sich aus der Änderung der Spannung  $\Delta \sigma_v / \Delta t$ . Zur Quantifizierung der Bodenviskosität wird der Zähigkeits- bzw. Viskositätsindex I<sub>v</sub> ermittelt (siehe Abbildung 20), wobei I<sub>v</sub> = ln( $\sigma'_{v,1} / \sigma'_{v,0}$ ) / ln(( $\Delta \sigma_{v,1} / \Delta t$ ) / ( $\Delta \sigma_{v,0} / \Delta t$ )) gilt.



Abbildung 20: Ergebnisse der Ödometerversuche bei Steuerung der Dehnungsrate, spannungsabhängiger Steifemodul  $E_s$  bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung (linkes Diagramm) und spannungsabhängiger Zähigkeitsindex I<sub>v</sub> bei Erstbelastung (rechtes Diagramm)

Zur Ermittlung der Scherfestigkeit bei undrainierter Beanspruchung wurden Flügelscherversuche im Labor durchgeführt. Die Versuchsanlage ist im rechten Foto der Abbildung 18 dargestellt. Es wurden mehrere Einzelproben, deren Probenherstellung unter  $\sigma_{v,0} = 15 \text{ kN/m}^2$  $\sigma_{v,0} = 30 \text{ kN/m}^2$ erfolate. und gemäß dem Vorgehen zur Versuchsdurchführung in Anlehnung an den Normenstandard ASTM D4648-10 [2] untersucht. Die Ergebnisse von insgesamt 6 Einzelversuchen mit einer Darstellung des registrierten Scherwiderstandes T in Abhängigkeit vom Scherweg zeigt das Diagramm in Abbildung 21.



Abbildung 21: Ergebnisse aus den Flügelscherversuchen, durchgezogene Linie Vorkonsolidationsspannung  $\sigma_{v,0} = 15 \text{ kN/m}^2$ , gestrichelte Linie Vorkonsolidationsspannung  $\sigma_{v,0} = 30 \text{ kN/m}^2$ 

In Annäherung gilt zur Berechnung der undrainierten Scherfestigkeit  $c_u = \lambda \cdot \tau$ , wobei unterschiedliche Literaturquellen für Tone mit einer Plastizitätszahl von ca.  $I_P = 50$  %, eine Bandbreite von  $\lambda = 0,55$  und 0,80 für die Umrechnung vorschlagen [3]. Daraus ergeben sich Spannen der im Labor bestimmten undrainierten Scherfestigkeit  $c_u$  von 4,4 kN/m<sup>2</sup> bis 15,7 kN/m<sup>2</sup> bei dem maximalen Scherwiderstand und 0,8 kN/m<sup>2</sup> bis 1,8 kN/m<sup>2</sup> bei der Restscherfestigkeit.

## 6 Verhalten von Compactonit im Feldversuch

Es wurden in unmittelbarer Nähe (im BA 10) zum bestehenden S-Bahn-Tunnel insgesamt 3 messtechnisch instrumentierten Probesäulen durchgeführt. Mit den Probesäulen sollten wesentliche Erkenntnisse in Bezug auf die Interaktion der Weichlage mit den im Bereich des PFA 1.1 lokal anstehenden Böden gewonnen werden. Dabei wurden die geochemischen Eigenschaften von Boden und Grundwasser standortspezifisch berücksichtigt, welche den Quellvorgang, die Quelldrücke und die bodenmechanischen Eigenschaften grundsätzlich beeinflussen könnten.

Die Probesäulen wurden mit einem Innendurchmesser von 420 mm ausgeführt und erreichen eine Tiefe von 5,0 m ab dem Bohrplanum. In den Probesäulen wurden jeweils in zwei Messebenen (bei 2,5 m und 4,5 m ab Oberkante Bohrloch) Sensoren zur Messung von Erddruck- und Porenwasserdruckspannungen angeordnet. Die Sensoren wurden an einer vorkonfektionierten Stange zusammen mit den Leitungen zur Wasserfüllung montiert. Die Instrumentierung wurde vor der Auffüllung der trockenen Tonpellets in der verrohrten Bohrung installiert (siehe Abbildung 22).



Abbildung 22: Zustand der PS-WL 1 während dem Einfüllen der Tonpellets und dem Ziehen der Verrohrung (linkes Bild); Probesäule PS-WL 1 nach Abschluss der Verfüllung mit Tonpellets (rechtes Bild)

Die Wasserzugabe innerhalb der Probesäulen erfolgte von unten nach oben, um die Luftblasen in dem Porenraum zwischen den Aggregaten der Pellets nach oben zu verdrängen. Während des Versuchs wurde die Oberfläche der gequollenen Tonpellets weitgehend mit Wasser überdeckt gehalten. Die Auswertung der elektronisch aufgezeichneten Messwerte zur Ermittlung z.B. der horizontalen totalen Spannungen wird in Abbildung 23 für alle Probesäulen gezeigt.



Abbildung 23: Messergebnis zur totalen horizontalen Spannung in den Probesäulen PS-WL 1, PS-WL 2 und PS-WL 3 auf Höhe der Messebene ME 2 bei 230,5 mNN
Zur Auswertung der horizontalen effektiven Spannung an der Bohrlochwandung wurde, ausgehend von einem Reibungswinkel der nicht gequollenen Tonpellets bei  $\sigma = 27,5^{\circ}$ , welcher durch 3 Schüttkegelversuche im Mittel bestimmt wurden, ein Erddruckbeiwert der locker in die Probesäulen eingefüllten noch nicht gequollenen Tonpellets von K = 0,54 angenommen, der empirisch begründet ist (Zustand vor Wassersättigung). Die Schüttdichte des Compactonits ist mit  $\sigma = 12 \text{ kN/m}^2$  bekannt. Im Bohrloch bewirkt die Reibung zwischen den eingefüllten Tonpellets und der Bohrlochwandung eine Reduktion der vertikalen und der horizontalen Spannungen in der Probesäule. Unter Anwendung der Silotheorie und den Formeln nach Janssen (1985) [5] ergibt sich für die ausgeführten Probensäulen ein horizontaler Druck in den Tiefen von 2,5 m und 4,5 m vor Wassersättigung von  $\sigma_{h,0} = 2,3 \text{ kN/m}^2$ .

Die durch das sich aufweichende Compactonit zu erwartende Änderung des effektiven Drucks ist sehr schwach. Die gemessene horizontale Effektivspannung liegt für die beiden Messebenen in Tiefen von 2,5 m (Bereich von 1 bis 5 kN/m<sup>2</sup>) und 4,5 m (Bereich von 2 bis 6 kN/m<sup>2</sup>) deutlich unter 10 kN/m<sup>2</sup>. Eine zeitliche Vergrößerung des Erddrucks in den Säulen, wie evtl. infolge Quellen zu befürchten wäre, ist aus den gegebenen Messdaten nicht zu beobachten.

# 7 Verifizierung der Feldversuche

Zusätzlich zu den Elementversuchen im Labor am Compactonit und den Probesäulen im Feld wurde das geotechnische Randwertproblem im sog. Säulenversuch nachgebildet, um möglichst ganzheitlich alle maßgebenden Effekte der Weichlage berücksichtigen zu können. Im Säulenversuch wurden die Entwicklung des Aufweichens und Quellens der Tonpellets sowie die zeitliche Änderung der Porenwasserdrücke und totalen horizontalen Erddrücke und damit aus diesen zwei Messgrößen die Änderung der effektiven horizontalen Spannung ermittelt.

Die Geometrie der Probesäule im Labor entspricht weitgehend der Geometrie der Probesäulen im Baufeld (Säulenlänge ca. 5 m, Durchmesser ca. 400 mm). Die eingesetzte Messtechnik entspricht ebenfalls der in den Feldversuchen installierten Sensoren. Analog zu den Feldversuchen wurden die Probesäulen mit Tonpellets aufgefüllt und danach mit Wasser gesättigt (siehe Abbildung 24).



Abbildung 24: Säulenversuch im Labor, Dichtigkeitstest mit Wasserfüllung (linkes Foto), Säule gefüllt mit Tonpellets vor Wassersättigung (mittleres Foto) und Zustand nach Wassersättigung (rechtes Foto)

Die aus dem totalen Druck und dem Porenwasserdruck zu berechnende horizontale Effektivspannung liegt bis auf kurzwellige bzw. zeitlich begrenzte Schwankungen, die vermutlich nicht infolge des Bodenverhaltens auftreten bzw. ihren Ursprung in messtechnischen Einflüssen wie z. B. Erschütterungen, tageszeitlich bedingte Luftdruckänderungen und Temperaturschwankungen haben, im Bereich zwischen und 3,0 kN/m<sup>2</sup> und 10,5 kN/m<sup>2</sup>. Ein Trend der Messergebnisse in Bezug auf ihre zeitliche Entwicklung zu höheren oder geringeren horizontalen Effektivdrücken ist nicht feststellbar.

Der im Labor aufgebaute Säulenversuch wurde gegenüber den Probesäulen im Baufeld des PFA 1.1 deutlich länger messtechnisch beobachtet (ca. 5 Monate). Der Boden in der Versuchssäule des Labors konnte somit länger mit Wasser in Kontakt treten, ggf. konsolidieren, kriechen, altern und damit möglicherweise seine Steifigkeit ändern. Um einen Vergleich hinsichtlich der bodenmechanischen Eigenschaften zwischen dem in die Versuchssäule im Labor eingebauten und gequollenen Compactonit und dem Compactonit, der in den Feldversuchen verwendet wurde sowie der vorab durch die Laborversuche, eingehend untersucht wurde, ziehen zu können, wurden ergänzende Laborversuche durchgeführt.

Ziel der ergänzenden Laborversuche war es, einen experimentellen Nachweis zu erbringen, dass sowohl die Steifigkeit als auch die Scherfestigkeit von Proben, die aus der Versuchssäule im Labor nach 5 Monaten Beobachtungszeit entnommen wurden, in der Brandbreite der Ergebnisse der Laborversuche liegen, und unterhalb der Werte liegen, die der Bemessung der Weichlage zugrunde gelegt wurden. Im Rahmen der ergänzenden Laborversuche wurden zunächst in Entnahmetiefen von 0,3 m, 2,0 m und 4,0 m Proben aus der Versuchssäule entnommen. An den Proben wurden eindimensionale Kompressionsversuche im Ödometer sowie Flügelscherversuche durchgeführt.

Die Ergebnisse die ergänzenden Ödometerversuche sind in Abbildung 25 dargestellt.



Abbildung 25: Ergebnis ergänzende Ödometerversuche, Stauchung der Proben in Abhängigkeit von der Spannung (linkes Diagramm) sowie spannungsabhängiger Steifemodul E<sub>s</sub> bei Erst-, Ent- und Wiederbelastung (rechtes Diagramm)

Die im Rahmen der ergänzenden Laborversuche ermittelten Steifemoduln zeigen im Vergleich zu den vorab durchgeführten Laborversuchen vergleichbare Bandbreiten der Ergebnisse. Die gemessenen Steifemoduln liegen teilweise im Bereich der für die Ermittlung des Erddrucks auf die S-Bahn-Tunnel angesetzten Werte, teilweise jedoch auch auf der sicheren Seite liegend darunter. Die in Scherflügelversuchen ermittelte Scherfestigkeit ist für die Proben, welche aus der Säule ausgebaut wurden, geringer als für die im Ödometer gequollenen und ausgestochenen Proben. Hier kann es möglich sein, dass aufgrund der variierenden Zeiträume zwischen der Wasserzugabe und dem Scherflügelversuch das zeitabhängige Aufweichen der Tonpellets innerhalb des Betrachtungszeitraumes eine Rolle spielt.

## 8 Analysen zum Langzeitverhalten unter zyklischer Beanspruchung

Die Funktion der Weichlage ist dann gewährleistet, wenn sich die Steifigkeit der Weichlage im Fall einer möglichen zyklischen Beanspruchung aus Temperaturänderungen der Bodenplatte des Bahnhofes sowie aus Kriechen unter ihrem Eigengewicht nicht maßgebend ändert.

Mit numerischen Simulationen unter Anwendung eines visko-hypoplastischen Stoffmodells [4] wurde das mechanische Verhalten der gequollenen Tonpellets bei, über die aktuell vorliegenden Messdaten hinaus, zeitlicher Extrapolation untersucht. Hierzu wurden zwei Parametervarianten zum mechanischen Verhalten der gequollenen Tonpellets betrachtet, welche die Bandbreite der experimentell gewonnenen Ergebnisse abdeckt.

Unter der Annahme ebener Verformungsbedingungen und konstanter vertikaler effektiver Spannungen wurde das Verhalten der Weichlage in 3 verschiedenen Tiefenlagen der 5 m tiefen Weichlage (0,5 m, 2,5 m und 4,5 m) infolge zyklischer Beanspruchung und Kriechen über einen Zeitraum von 100 Jahren rechnerisch untersucht. Dabei wurde die im Hinblick auf die Funktion der Weichlage positiv wirkende Wandreibung und der damit verbundene Siloeffekte auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt. Der Erddruckkoeffizient wurde mit  $K = \sigma'_h / \sigma'_v = 0.7$  entsprechend der erwarteten Bandbreite an Reibungswinkeln zwischen  $\varphi' = 17,5^{\circ}$  und 22,5° angesetzt. In horizontaler Richtung wurden Dehnungszyklen entsprechend der erwarteten Größe der horizontalen Beanspruchung aus der Bodenplatte des Bahnhofes aufgebracht. Zwischen den jeweils für Herbst und Frühling definierten Dehnungsänderungen wurden Kriechphasen im Sommer und Winter definiert. Die Auswertung betrachtet einen Zeitraum von 100 Zyklen bzw. 100 Jahren. Zunächst zeigen die Ergebnisse, dass infolge der zyklischen Beanspruchung die Steifigkeit der Weichlage, welche in der Analyse durch ein horizontales Verformungsmodul E<sub>h</sub> ausgedrückt wird, auch nach 100 Zyklen bzw. 100 Jahren nur unwesentlich zunimmt. Damit einher geht ein sich vergleichsweise ändernder Steifemodul. Die nach 100 Jahren prognostizierten Spannungen liegen je nach in Ansatz gebrachter Parametervariante für eine Tiefe von 2,5 m zwischen 9,2 kN/m<sup>2</sup> und 10,4 kN/m<sup>2</sup> sowie in einer Tiefe von 4,5 m zwischen 15,9 kN/m<sup>2</sup> und 19,1 kN/m<sup>2</sup>.

Eine Zusammenstellung berechneter und gemessener Werte zur horizontalen effektiven Spannung wird in Abbildung 26 dargestellt.



Abbildung 26: Vergleich berechneter und gemessener Werte zur horizontalen effektiven Spannung

Die sich über die Jahre kaum ändernde Steifigkeit sowie die nur geringe Änderung der Spannungen und der Porenzahl bestätigen die langzeitige Funktionsfähigkeit der Weichlage. Es kann aufgrund der Ergebnisse der Säulenversuche angenommen werden, dass die sich tatsächlich einstellenden Spannungen infolge der an den Seiten der Weichlage wirkenden Wandreibung deutlich geringer sein werden als die rechnerisch prognostizierten Werte.

# 9 Zusammenfassung

Durch umfassende experimentelle Feld- und Laboruntersuchungen, numerischen Analysen und Literaturrecherchen zum Verhalten quellfähigeren Tonmineralien konnte die Eignung von Tonpellets für die Herstellung der Weichlage sowie die langzeitige Funktionsfähigkeit grundsätzlich nachgewiesen werden.

Im Spannungsbereich bis 30 kN/m<sup>2</sup> liegt der experimentell bestimmte Steifemodul unter  $E_s = 1 \text{ MN/m^2}$ . Für die Ent- und Wiederbelastung wurden Werte des Steifemoduls zwischen  $E_s = 1 \text{ MN/m^2}$  und 6 MN/m<sup>2</sup> festgestellt. Die Porenzahländerung infolge Kriechen ist vergleichsweise gering und nimmt mit zunehmender Kriechdauer in etwa mit dem Logarithmus der Zeit ab. Durch das hohe Wasserbindevermögen des ausgeprägt plastischen Tons sowie die geringe Änderung der Effektivspannungen infolge der zyklischen Beanspruchung bleibt die geringe Scherfestigkeit und damit einhergehend geringe Steifigkeit dauerhaft erhalten. Projektspezifisch nachteilige Effekte, die durch Austrocknung entstehen und zu einer deutlichen Erhöhung der Steifigkeit und Scherfestigkeit führen können, können aufgrund der Höhe der Weichlage unterhalb des Grundwasserspiegels ausgeschlossen werden.

Die Auswertung der Messdaten aus den Probesäulen im Feldversuch sowie aus den Säulenversuch im Labor zeigt, dass die horizontalen Effektivdrücke nach Kompensation von Luftdruckschwankungen deutlich unter 10 kN/m<sup>2</sup> liegen. Ein nennenswerter und im Trend

eindeutiger bzw. systematischer Zuwachs der effektiven Spannungen innerhalb des Beobachtungszeitraumes von bis zu 5 Monate war nicht feststellbar.

Die Weichlage aus gequollenen Tonpellets zur Reduzierung von Erddrücken auf den bestehenden S-Bahn-Tunnel unter dem zukünftigen Bahnhof Stuttgart 21 konnte im Sommer 2019 erfolgreich ausgeführt werden. Damit einher gingen im Vergleich zu allen vorab konzeptionierten Varianten und der zunächst zur Planung und Ausführung vorgeschlagenen sog. Variante 2 erhebliche Kosteneinsparungen und eine deutliche Reduzierung des Risikos einer verlängerten Bauzeit der Gesamtmaßnahme.

# 10 Literatur

- [1] DIN EN ISO 17892-5 2017: Geotechnische Erkundung und Untersuchung Laborversuche an Bodenproben Teil 5: Ödometerversuch mit stufenweiser Belastung.
- [2] ASTM D4648 / D4648M 10: Standard Test Method for Laboratory Miniature Vane Shear Test for SaturatedFine-Grained Clayey Soil
- [3] Witt, Karl Josef: Grundbau-Taschenbuch: Teil 1: Geotechnische Grundlagen. 8. Auflage, John Wiley & Sons, 2017.
- [4] Niemunis, A. (2003) "Extended Hypoplastic Models for Soils", Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, Heft 34, Ruhr-Universität Bochum.
- [5] Janssen, H.A., Versuche über Getreidedrücke in Silozellen, Z. VDI 39 (1895) 1045-1049

# Die 2. S-Bahn-Stammstrecke auf dem Weg der Realisierung Aktuelle Entwicklungen und deren Hintergründe aus dem Blickwinkel der Geotechnik

Florian Leder, Emanuel Schworm, Franz-Xaver Trauner DB Netz AG, München

# 1 Allgemeines

Ein markantes Merkmal des S-Bahn-Netzes der Landeshauptstadt München ist der sternförmige Aufbau rund um das Zentrum von München. Sämtliche S-Bahnen passieren den Stammstrecken-Tunnel unter der Münchner Innenstadt. Diese Bündelung der S-Bahnlinien erzeugt eine flaschenhalsähnliche Situation, welche bis zu 30 Züge je Stunde und Gleisrichtungen passieren müssen. Mit etwa 1000 Zugfahrten täglich, z.T. im 2-Minuten-Takt, können sich Störungen im Betriebsablauf auf der bestehenden Stammstrecke auf das gesamte S-Bahn-Netz auswirken. Ursprünglich wurde die Stammstrecke für etwa 250.000 Nutzer pro Tag ausgelegt. Diese Zahl hat sich über die letzten Jahrzehnte auf über das 3-fache gesteigert, sodass heutzutage bis zu 840.000 Personen die S-Bahn an den Werktagen nutzen. Da auf der zweigleisigen S-Bahn-Stammstrecke über die aktuelle Verkehrsbelastung hinaus technisch keine weitere Steigung mehr möglich ist, sollen durch den Bau der 2. S-Bahn-Stammstrecke, welche etwa parallel zur 1. S-Bahn-Stammstrecke verläuft, weitere Kapazitäten geschaffen werden.

## 1.1 Übersicht

Die 2. S-Bahn-Stammstrecke erstreckt sich zwischen den beiden bestehenden oberirdischen S-Bahnstationen Hp Laim im Westen und dem Bahnhofsteil Leuchtenbergring im Osten von München. Zwischen den beiden genannten Stationen ist der Neubau der elektrifizierten S-Bahn-Tunnel mit einer Gesamtlänge von etwa 11 km geplant [1]. Des Weiteren sind neben den 3 neuen unterirdischen Stationen, welche sich in einer Tiefe von bis zu 45 m befinden werden, ein Abzweigbauwerk sowie diverse Rettungsschächte geplant. In den oberirdischen Abschnitten des Projekts wird zudem im Westen eine Umweltverbundröhre für Bus, Tram und Fahrradverkehr errichtet sowie im Osten der neue Fußgängersteg am Hp Leuchtenbergring - jeweils im Auftrag der Landeshauptstadt München. Weiterhin umfasst das Projekt netzergänzende Maßnahmen in den S-Bahn-Außennetzen, um nach Fertigstellung der 2. S-Bahn-Stammstrecke die betrieblichen Voraussetzungen für deren Betrieb zu schaffen [1].

# 1.2 Historie

Seit den 1990er Jahren besteht die Idee, die seit 1972 bestehende 1. Stammstrecke zu erweitern und zu entlasten.

Im Jahre 2001 wurden erste Vergleiche zwischen einer 2. S-Bahn-Stammstrecke und dem Ausbau des Südrings durchgeführt. Das Ergebnis der Untersuchung war der Vorzug für die Tunnel-Variante, bei der ein zweiter Stammstreckentunnel unter der Innenstadt Münchens errichtet werden soll. Bund, Freistaat und die Deutsche Bahn beschlossen daraufhin die Errichtung der 2. S-Bahn-Stammstrecke.

Im Folgenden eine Chronologie der bislang wichtigsten Meilensteine der 2. S-Bahn-Stammstrecke – von der Planung bis zur Realisierung.



## 1.3 Rückblick 2018

Während des Jahres 2018 wurden im Stadtgebiet Bohrungen für ergänzende Baugrunderkundungsarbeiten und zur Beweissicherung des Grundwassers durchgeführt. Schwerpunktmäßig befanden sich die Arbeiten im Bereich des Hauptbahnhofs, des Marienhofs und im Bereich Haidhausen/ Leuchtenbergring. Nachstehend ist eine Übersicht dargestellt, welche die bislang ausgeführten Baugrunderkundungskampagnen (Jahr 2004 – 2018) für die 2.S-Bahn-Stammstrecke auflistet:

- Erkundungskampagnen 2004, 2005, 2006, 2008, 2009, 2018
- 227 projekteigene Aufschlussbohrungen (alle ~ 50 m)
- 10.155 lfm Aufschlussbohrungen
- 147 projekteigene GWM
- GW-Monitoring seit 2004
- max. Bohrtiefe 95 m
- Vielzahl an Sondierungen, Feld- und Laborversuchen

Mitte des Jahres 2018 wurden im Bereich Laim große Umbauten im Bereich des Gleisfeldes durchgeführt. Ziel war die Erschaffung einer Zuwegung zum Baufeld mittig in das Gleisfeld (Inselbaufeld). Hierzu wurden die Gleise mittels 23 Hilfsbrücken unterquert, um eine Baustraßenunterführung erbauen zu können.

Ende 2018 wurden das unter Denkmal stehende Alpenrelief sowie die dazugehörige Uhr abmontiert und eingelagert. Ziel ist es, das Alpenrelief am neuen Empfangsgebäude wieder zu montieren. Weiterhin wurde am Marienhof eine Lärmschutzwand mit 4,5 m Höhe errichtet.

## 2 Bauweise

Der Bau der unterirdischen Stationen am Hauptbahnhof sowie am Marienhof erfolgt durch in Schlitzwand-Deckelbauweise. Die Baugruben werden hierbei durch die Schlitzwände umschlossen und der oberste Deckel, sowie die sukzessiv folgenden Zwischendecken dienen der Aussteifung der bis zu 45 m tiefen Baugrube. Auch Lärm-, Schmutz- und Transportbelastungen für die Anwohner können durch eine solche Bauweise reduziert werden. Um die enormen Erd- und Wasserdrücke in den großen Tiefen zu verringern, sind Grundwasserentspannungsmaßnahmen geplant. Des Weiteren wird die Stabilität der Aushubsohle mittels Wasserhaltungsmaßnahmen in und um die Baugruben herum gewährleistet.

Aufgrund der innenstädtischen Lage werden die Bahnsteige auf die erforderliche Länge durch bergmännische Vortriebe in Spritzbetonweise unter Druckluft erweitert. Auch Sonderquerschnitte, wie beispielsweise Verbindungsbauwerke, werden nach diesem Verfahren errichtet. Die Streckentunnel werden mittels Hydroschild hergestellt – der Durchmesser eines Schildes beträgt etwa 8,40 m.

## 2.1 Bauwasserhaltung

Sowohl für die Herstellung der tiefen Baugruben als auch für die Tunnelvortriebe in Spritzbetonbauweise sind umfangreiche Bauwasserhaltungen mit Entspannungsbrunnen erforderlich. Die Planung und Dimensionierung dieser Wasserhaltung beruht auf Annahmen zu den geologischen und hydrologischen Gegebenheiten, die es zu verifizieren galt. Vordergründig war der Nachweis zu erbringen, dass die statisch erforderlichen Absenkziele der Grundwasserdruckhöhen in den einzelnen Bauzustände erreicht werden können. Mittels einer intensivierten Baugrunderkundung mit zahlreichen Pumpversuchen konnten vertiefte Erkenntnisse als Basis für die weitere Planung und Ausführung gewonnen werden. So konnten beispielsweise Grenzwerte der Bodendurchlässigkeit weiter eingegrenzt werden, die als Eingangsparameter für die numerischen hydrogeologischen Modellierungen verwendet wurden. Die Grenzwerte definieren dabei die Systembemessungsgrenzen und dienen zur Dimensionierung des Fassungsvermögens einzelner Brunnen und geben den maximalen Brunnenabstand vor. Ein zwischen den Grenzwerten liegende Erwartungswert findet Verwendung bei der Abschätzung des tatsächlich zu erwartenden Wasserandrangs sowie der über die längste Zeitphase hinweg erforderlichen Pumpenleistung. Mit den Berechnungsergebnissen aus dem numerischen Modellberechnungen konnte die Erreichbarkeit der definierten Grundwasserentspannungsziele nachgewiesen sowie eine Optimierung einiger Brunnen hinsichtlich Lage und Dimensionierung durchgeführt werden.

## 2.2 Schrägbrunnen

Die Brunnen für die Bauwasserhaltung werden sowohl von über Tage aus als auch aus Stollen sowie aus dem Vortrieb selbst heraus erstellt. Am Marienhof zum Beispiel ist die Erstellung der Brunnen von über Tage sehr anspruchsvoll. Aufgrund der umfangreichen Bebauung und der zahlreichen Sparten im Straßenbereich herrscht akuter Platzmangel. Dies betrifft insbesondere auch die Bereiche oberhalb der bergmännischen Vortriebe. Um dennoch Brunnen an ihrer wirksamsten Stelle errichten zu können, wurde die Herstellung von schrägen Brunnen konzipiert und in Probebohrungen zweimal erfolgreich umgesetzt.

Beide Schrägbrunnen wurden im zweiten tertiären Aquifer (TII) ausgebaut. Der TII-Aquifer ist ein gespannter Grundwasserleiter, welcher durch tertiäre Schluffe und Tone vom darüberliegenden Quartär (Q) und dem ersten tertiären Grundwasserleiter (TI) abgetrennt ist. Diese beiden Aquifere liegen im Bereich Marienhof zusammenhängend vor und weisen i.d.R. einen freien Wasserspiegel auf. Der Druckspiegel des TII-Aquifers liegt in etwa auf der Höhe des freien Grundwasserspiegels der Aquifere Q bzw. T I. Es ist davon auszugehen, dass der Q/TI-Aquifer mit dem TII-Aquifer zumindest stellenweise hydraulisch kurzgeschlossen ist. Dies kann sowohl geologisch als auch durch nicht fachgerecht verfüllte Altaufschlüsse bzw. Altbrunnen bedingt sein.

Der erste Schrägbrunnen wurde voll verrohrt im Trockenbohrverfahren hergestellt. Zur Erkundung der zu durchteufenden Schichten wurde zuvor eine Aufschlussbohrung im Seilkernbohrverfahren (teilweise als Linerbohrung) durchgeführt. Das Bohrloch war 30° zur Horizontalen geneigt, der Bohrlochenddurchmesser betrug 320 mm, die Bohrtiefe ca. 32 m und die Bohrlänge ca. 64 m. Ausgebaut wurde diese Bohrung mit einer schrägen Filterstrecke von ca. 23 m Länge in einem ca. 10 m mächtigen Aguifer. Um während des Brunnenausbaus keine Bohrlochinstabilitäten zu verursachen, wurden sog. Kiesklebefilter eingesetzt. Deren Einbau hat sich als weitaus aufwendiger herausgestellt als ein konventioneller Ausbau mit Filterkiesschüttung. Die einzelnen Filter- und Vollrohre wurden auf einer Halbschale mit einer Abfangschelle fixiert und miteinander verschraubt. Durch das Öffnen der Abfangschelle konnte der zusammengesetzte Kiesklebefilter sukzessive in das Bohrloch eingeführt werden. Insgesamt wurden 12 Kiesklebefilterrohre je zwei Meter Länge eingebaut. Um zu verhindern, dass sich der Gegenfilter im Ringraum zwischen Kiesklebefilter und der angrenzenden Bohrlochwand absetzt, wurde eine eigens dafür konzipierte Dichtmanschette installiert. Bereits beim Entwickeln des Brunnens konnte seine Ergiebigkeit festgestellt werden. Im Pumpversuch kam die eingesetzte Pumpe bei ca. 33 m<sup>3</sup>/h (ca. 9 l/s) an ihr Leistungsmaximum.

Ein weiterer Schrägbrunnen wurde ebenfalls mit einer vorausgehenden Aufschlussbohrung im Seilkernbohrverfahren hergestellt. Im Anschluss wurde im voll verrohrten Trockenbohrverfahren mit Einfachkernrohr das bereits aufgeschlossene Bohrloch mit einem Bohrenddurchmesser von ca. 280 mm aufgeweitet. Die Bohrung hatte eine Neigung von 45° zur Horizontalen, die Bohrtiefe betrug ca. 32 m, die Bohrlänge ca. 47 m und die Filterlänge ca. 8 m. Der Brunnen wurde mittels Einspülen des Filtersands in das schräge Bohrloch ausgebaut. Auch hier zeigte sich bereits beim Klarspülen und Entwickeln des Brunnens dessen hohe Ergiebigkeit und die eingesetzte Pumpe kam erneut an die Grenze ihrer Leistungsfähigkeit.

Der Untergrund am Marienhof ist voll von bestehender Bebauung, U-Bahn-Bauwerken, Kanälen, Stromleitungen etc. Die maßgenaue Herstellung der Schrägbohrungen war daher von besonderer Bedeutung, so dass strenge Anforderungen an Richtungs- und Neigungsabweichung der Bohrungen gestellt wurden. Bereits vor Ort erfolgte auf Basis des regelmäßig gemessenen Bohrachsenverlaufs eine Entscheidung ob der Bohrkanal im Toleranzbereich liegt und die Bohrung somit weiterverfolgt werden kann. Anschließend wurden die Ergebnisse grafisch ausgewertet. Bei den bisher durchgeführten Schrägbohrungen lagen die Bohrabweichungen bei Erreichen der Endteufe bei unter 1%.

# 3 Optimierungen

Ein Ziel der Optimierungen war die Reduktion der technischen Komplexität der planfestgestellten Lösungen und den damit einhergehenden vereinfachten Bauverfahren. Neben der Verringerung der Betroffenheit durch Lärm, Schmutz und An- und Abtransporte sollten durch Optimierungsverfahren auch die Risiken reduziert werden. Auch das Entsorgungs- und Logistikkonzept wurde im Zuge der Optimierungen überarbeitet und effizienter gestaltet.

Auch im Hinblick auf die fortschreitende Entwicklung der Fahrgastzahlen in den letzten Jahren hat es die Notwendigkeit gegeben, die Planung, gerade von den Stationen und Bahnsteigen, anzupassen.

Zur Verdeutlichung werden einige der Optimierungen anhand der Baugrube Marienhof aufgezeigt.

Die planfestgestellte Baugrube am Marienhof weist eine etwa 3.600 m<sup>2</sup> große Baugrube auf, ergänzend mit drei weiteren, kleinen Schachtbaugruben, wobei es sich einmal um einen kreisrunden Bohrpfahlschacht handelt und um zwei Schlitzwandverbauten (s. Abbildung 1). Hintergrund der damaligen Planung war u.a. die Minimierung der oberflächigen Eingriffe im Herzen Münchens.



Abbildung 1: Planfestgestellte Lösung des Haltepunkts Marienhof (Bild: DB Netz AG)

Weiterhin waren hierzu bergmännische Vortriebe in Spritzbetonbauweise geplant – ergänzend mit diversen Stollen, welche die Fluchtwege aufnehmen sollten. Die Besonderheit dieser Fluchtwegstollen war die Über- und Unterquerung der Streckentunnel. Hierzu mussten die Fluchtstollen bis zu 25° geneigt errichtet werden. Zur Stabilisierung der Struktur war eine groß-flächige DSV-Platte vorgesehen, um letztlich eine Bodenverbesserung im Firstbereich des Tunnelvortriebs zu erzeugen.

Im Zuge der genannten Optimierung wurden die 4 Baugruben zu einer großen Baugrube zusammengefasst (s. Abbildung 2). Somit wurde eine nahezu rechtwinklige Kubatur geschaffen, wodurch auch ein Verzicht auf schiefwinkelige Ecken im Schlitzwandbau geschaffen werden konnte. Ebenfalls konnten somit auf die bis zu 25° geneigten Spritzbetonvortriebe/Fluchtstollen und die damit einhergehende DSV-Platte, welche die Baustellenlogistik vor große Herausforderungen gestellt hätte (Entsorgung Rücklaufsuspension), verzichtet werden.



Abbildung 2: Optimierte Lösung des Haltepunkts Marienhof (Bild: DB Netz AG)

Weiterhin waren vorher die beiden Streckentunnel durch einen Mitteltunnel verbunden (s. Abbildung 3).



Abbildung 3: Querschnitt durch den planfestgestellten, bergmännischen Vortrieb am Haltepunkt Marienhof (Bild: DB Netz AG)

Dieser 3-schiffige Querschnitt wurde im Zuge der Optimierungen zu einem 5-schiffigen Querschnitt modifiziert (s. Abbildung 4). Die einzelnen Rettungsstollen konnten somit anders angeordnet werden und befinden sich jetzt im Randbereich des 5-schiffigen Querschnitts. Der Vorteil dieser Lösungen liegt darin, dass hierdurch mehr Volumen für den Stationsausbau geschaffen werden konnte und keine spitz- oder stumpfwinkligen Ecken bei der Schlitzwandherstellung mehr nötig sind.



Abbildung 4: Querschnitt durch den optimierten, bergmännischen Vortrieb am Haltepunkt Marienhof (Bild: DB Netz AG)

Der optimierte, 5-schiffige bergmännische Vortrieb liefert eine kompakte Geometrie im Grundriss. Sämtliche bergmännischen Vortriebe verlaufen in die gleiche Richtung und in gleicher Höhenlage. Die insgesamt verringerte Fläche des gesamten benötigten Baufeldes bewirkt auch eine Vereinfachung der Bauwasserhaltung am Haltepunkt Marienhof mit Minimierung des Eingriffs in den Grundwasserhaushalt.

## 4 Literatur

https://www.2.stammstrecke-muenchen.de/

# U-Bahnhof-Sendlinger-Tor Besonderheiten bei den Vereisungsmaßnahmen

Dr. Heiko Neher, Dr. Christoph Niklasch, Dr. Ana Libreros Zentrale Technik, Ed. Züblin AG, Stuttgart

# 1 Projektüberblick

Der im Jahr 1971 eröffnete U-Bahnhof Sendlinger Tor ist einer der verkehrsreichsten Nahverkehrsknoten Münchens und liegt zentral südöstlich des Hauptbahnhofs am Altstadtring (Innerer Ring). Insgesamt kreuzen sich hier 6 U-Bahn-, 5 Tram- und 2 Buslinien mit einem Fahrgastaufkommen von täglich 220.000 Personen. Das in die Jahre gekommene Bauwerk wird seit Februar 2017 im Auftrag der Stadtwerke München GmbH generalsaniert. Geplantes Ende der Erweiterungs-, Sanierungs- und Modernisierungsmaßnahmen ist Mai 2022. Zur Erhöhung der Leistungsfähigkeit des U-Bahnhofs werden vier zusätzliche Zugänge zu den bestehenden Bahnsteigen hergestellt sowie die bestehenden Zwischengeschosse erweitert.

Die Erweiterungsbauwerke (Zugangsbauwerke) im Bereich der Sonnen- und Blumenstraße werden in zwei 20 bis 22 m tiefen Baugruben mit unregelmäßigem Grundriss (vgl. Bild 1) hergestellt. Dies ist der Tatsache geschuldet, dass die Baugruben zwischen den U-Bahnbestandstunneln, dem bestehenden Bahnhof, angrenzenden Gebäuden sowie Infrastruktur wie Straßen, Kanälen und Leitungen angeordnet sind.

Die zusätzlichen Ausgänge am Nord- und Südende der vorhandenen Bahnsteigröhren ermöglichen nach Fertigstellung eine rasche und direkte Erreichbarkeit der Oberfläche. Hierzu werden vier Querschläge (zwei je Erweiterungsbauwerk) im Schutze von Bodenvereisungsmaßnahmen zu den bestehenden Tunnelröhren aufgefahren. Die vier Querschlagssituationen sind in Bild 2 dargestellt.



Bild 1: Lageplan Erweiterungsbauwerke Sonnen- und Blumenstraße



Bild 2: Baugruben- und Querschlagssituation Sonnen- (QSO) und Blumenstraße (QBL)

Der vorliegende Beitrag befasst sich mit den erforderlichen Vereisungsmaßnahmen zur Herstellung der Querschläge, welche mittels Spritzbetonbauweise aus den Baugruben heraus aufgefahren und an die Bestandstunnel angeschlossen werden. Die Frostkörper dienen dabei zum einen als dichtendes Element gegenüber dem anstehenden Grundwasser und zum anderen als temporäres statisches Element. Es wird im Folgenden besonders auf die thermischen Finite Elemente Berechnungen für den Querschlag Sonnenstraße West (QSO-W) eingegangen.

# 2 Vereisungsmaßnahmen

Die Vereisungsmaßnahmen waren ursprünglich als Stickstoffvereisung vorgesehen und werden im Rahmen eines Nachtragangebots mittels Solevereisung durchgeführt. Zwei wesentliche Aspekte sprechen für die Solevereisung:

- + Sicherheitsbelange
- + Wirtschaftlichkeit

Die Verwendung von Stickstoff im öffentlichen Raum erfordert erhöhte Sicherheitsmaßnahmen, da bei unkontrolliertem Austritt des Gases erhebliche gesundheitliche Gefahren für das Baustellenpersonal sowie die Öffentlichkeit bestehen. Des Weiteren ist Stickstoff im Rahmen einer Vereisungsmaßnahme ein Verbrauchsprodukt und muss stetig zugeführt werden, um den Frostkörper herzustellen und aufrecht zu erhalten. Bei Baumaßnahmen im Bestand wie beim vorliegenden Projekt sind die Bauzeiten im Vorfeld nicht exakt ermittelbar, da mit Überraschungen zu rechnen ist. Die Konsequenz ist, dass bei unvorhersehbaren Ereignissen erforderliche verlängerte Bauzeiten extrem hohe Kosten verursachen können.

Um die wirtschaftlichen und sicherheitstechnischen Risiken zu minimieren, wird das Auffahren und der Anschluss der Querschläge an die Bestandstunnel unter Verwendung der Spritzbetonbauweise im Schutze von Solevereisungsmaßnahmen durchgeführt. Hierfür wird das ursprünglich geplante Raster der Vereisungslanzen an den Kälteträger Sole angepasst, da die Vorlauftemperaturen von Sole mit ca. -35°C deutlich höher sind als die von Stickstoff mit ca. - 80°C. Die Ausbildung der Gefrierwalzen (Durchmesser) um die Vereisungslanzen ist folglich bei gleichen Aufgefrierzeiten kleiner.



Bild 3: Lageplan QSO-W mit zusätzlichen Vereisungslanzen in den Bohrpfählen

Um die Anforderungen an die Frostkörper im Hinblick auf Geometrie, Temperatur und Festigkeit auch mit einer Solevereisung zu erfüllen, werden daher zusätzlich zur Rasterverdichtung der horizontalen Vereisungslanzen aus der Baugrube heraus unbewehrte Bohrpfähle des Baugrubenverbaus mit Vereisungslanzen ausgestattet. Zusätzlich werden vertikale Vereisungslanzen von der GOK abgeteuft; vgl. Bild 3.

Eine Besonderheit der hier vorgestellten Vereisungsmaßnahmen ist die Tatsache, dass nur etwa die obere Hälfte der Querschläge zwischen den Baugruben und den Bestandstunneln mit Hilfe von Frostkörpern gegen das anstehende Grundwasser in den tertiären Sanden abgedichtet und gesichert wird, da die untere Hälfte im Bereich der wasserundurchlässigen tertiären Schluffe und Tone zu liegen kommt; siehe Bild 4.



Bild 4: Querschnitt QSO-W mit Schichtgrenze zwischen tertiären Sanden sowie tertiären Schluffen und Tonen

# 3 Vereisungsberechnungen

Bild 5 und Bild 6 zeigen die vier dreidimensionalen Modelle, welche für die komplexe geometrische Situation der einzelnen Querschläge an der Sonnen- und Blumenstraße entwickelt wurden, um die Nachweise bzgl. der erforderlichen Aufgefrierzeiten und vorhandenen Temperaturen während der unterschiedlichen Bauphasen der Querschlagherstellung erbringen zu können. Die notwendigen dazugehörenden geometrischen Abmessungen der Frostkörper werden ebenfalls mit Hilfe der Ergebnisse der thermischen Finite Elemente Berechnungen überprüft. Diese geometrischen Abmessungen basieren auf der statischen Auslegung der Frostkörper, welche temporär auf den anstehenden Erd- und Wasserdruck erfolgt.



Bild 5: 3D-Modell Ausgang Sonnenstraße West und Ost



Bild 6: 3D-Modell Ausgang Blumenstraße West und Ost

Im Folgenden wird anhand des Querschlags Sonnenstraße West die Vorgehensweise bei den thermischen Finite Elemente Berechnungen erläutert sowie ausgewählte Ergebnisse präsentiert. Die einzelnen Berechnungsschritte entsprechen dabei den 14 Bauphasen (vgl. Tabelle 1), die zur Herstellung der Querschläge erforderlich sind.

Es wird für die thermischen Finite Elemente Berechnungen davon ausgegangen, dass die anstehenden Böden vollständig gesättigt sind und keine Grundwasserströmung vorhanden ist. Dies ist aufgrund der Tatsache, dass der Grundwasserspiegel oberhalb der tertiären Sande und nahezu horizontal im Betrachtungsgebiet ansteht, gerechtfertigt.

Die thermischen Randbedingungen ergeben sich auf Basis von Temperaturmessungen vor Ort. Die Initialtemperaturen aller Materialen werden auf Grundlage von Grundwassertemperaturmessungen mit +19°C angesetzt. Die Temperaturrandbedingungen der Tunnel- und Baugrubenluft (+25°C) werden in Form von Knotenrandbedingungen bzw. im Bereich des Spritzbetons sowie des Ortbetons der Innenschalen des Querschlags mittels Konvektionsrandbedingung aufgebracht. Die Vereisungslanzen werden mit einer Konvektionsrandbe-dingung modelliert. Die angenommene Soletemperatur beträgt -32°C.

Die zeitabhängige Hydratationswärmeentwicklung des Spritzbetons sowie des Ortbetons der Innenschalen (Anfangstemperatur jeweils +20°C) wird bei den Bauphasen 5 und 7 sowie 12 und 14 in den jeweiligen Berechnungsschritten explizit berücksichtigt.

Nr.	Phase		Gesamt [Tage]
1	Aufgefrieren Frostkörper	40	40
2	Entleeren der aufzugebenden Vereisungslanzen in den abzubre- chenden Pfählen / Herstellen oberer Sägeschnitt	1	41
3	Abbruch des Bohrpfahlfensters inklusive Herstellen unterer Säge- schnitt / Restabbruch Bohrpfähle	3	44
4	Herstellen Teilausbruch 1	1	45
5	Einbau und Abbinden Spritzbetonschale 1	2	47
6	Herstellung Schalung und Bewehrung im Teilausbruch 1	14	61
7	Betonieren und Abbinden Betonkörper 1	7	68
8	Vorbereiten Teilausbruch 2	14	82
9	Entleeren der aufzugebenden Vereisungslanzen in den abzubre- chenden Pfählen / Herstellen oberer Sägeschnitt	1	83
10	Abbruch des Bohrpfahlfensters inklusive Herstellen unterer Säge- schnitt / Restabbruch Bohrpfähle	3	86
11	Herstellen Teilausbruch 2	1	87
12	Einbau und Abbinden Spritzbetonschale 2	2	89
13	Herstellung Schalung und Bewehrung im Teilausbruch 2	14	103
14	Betonieren und Abbinden Betonkörper 2	7	110

### Tabelle 1: Bauphasen/Berechnungsschritte Herstellung Querschläge



Bild 7: Isometrische Innenansichten 3D-Modell Querschlag Sonnenstraße West (QSO-W)

Bild 7 verdeutlicht die aufwendige dreidimensionale Modellierung zur Abbildung der komplexen geometrischen Situation sowie aller relevanten Bauphasen. Die dunkelgraue Bodenschicht entspricht den anstehenden wasserundurchlässigen tertiären Tonen, die von tertiären Sanden (hellgraue Bodenschicht) überlagert werden. Die Innenschale des Be-standstunnels erhält im Bereich des Querschlages zur Verstärkung eine Vorsatzschale. Der Frostkörper wird unter Verwendung von vertikalen und annähernd horizontalen Vereisungsrohren hergestellt. Die vertikalen Vereisungsrohre sind sowohl direkt im Boden als auch in den Bohrpfählen des Baugrubenverbaus angeordnet. Um das Aneisen des Frostkörpers an den Bestandstunnel erfolgreich durchführen zu können, wird eine Isolierung innerhalb des Bestandstunnels angebracht. Die herzustellende Innenschale des Querschlages übernimmt im Endzustand alle Lasten. Die Außenschalen und die Bohrpfähle sind nur temporäre Tragwerke.

Die in den Finite Elemente Berechnungen verwendeten thermischen Kennwerte sind in Tabelle 2 und Tabelle 3 gegeben.

		Tertiärer Sand	Tertiärer Ton
Trockendichte	ρ <sub>d</sub> [kg/m³]	1710	1810
Porenanteil	n [-]	0,3	0,3
Wassergehalt (gravimetrisch)	w [-]	0,149	0,142
Dichte	ρ <b>[kg/m³]</b>	2010	2110
Spez. W. ungefroren	c <sub>2</sub> [J/kgK]	1111	1484
Spez. W. gefroren	c₁ [J/kgK]	999	1458
Wärmeleitzahl ungefroren	λ <sub>2</sub> [W/mK]	1,606	1,537
Wärmeleitzahl gefroren	λ <sub>1</sub> [W/mK]	2,774	2,104
Latente Wärme Boden	[J/kg]	49780	40680

Tabelle 2: Thermische Kennwerte Baugrund

		Beton	Stahl	Isolierung
Dichte	ρ [kg/m³]	2400	7800	130
Spez. W. ungefroren	c <sub>2</sub> [J/kgK]	1000	450	1030
Spez. W. gefroren	c₁ [J/kgK]	1000	450	1030
Wärmeleitzahl ungefroren	λ <sub>2</sub> [W/mK]	2,3	50	0,035
Wärmeleitzahl gefroren	λ <sub>1</sub> [W/mK]	2,3	50	0,035

## Tabelle 3: Thermische Kennwerte Baustoffe

In Bild 9 sind die Isometrien des Frostkörpers des Querschlags Sonnenstraße West für die wesentlichen Bauphasen beginnend mit der Aufgefrierphase, über das Herstellen und der Sicherung des ersten Teilausbruches, der Herstellung der Innenschale für den ersten Teilabschnitt, dem Herstellen und der Sicherung des zweiten Teilausbruches, bis zur Herstellung der Innenschale für den zweiten Teilabschnitt abgebildet. Es zeigt sich, dass die Aneisung des Frostkörpers in allen Bauphasen gewährleistet werden kann, vgl. hierzu auch Bild 8, welches die Aneisungstemperaturen an die Bestandsinnenschale enthält.

Der Nachweis der Geometrie des statisch erforderlichen Frostkörpers und der Dichtigkeit des Frostkörpers erfolgt anhand von horizontalen und vertikalen Schnitten, in denen das dreidimensionale Finite Elemente Modell ausgewertet wird. Bild 10 und Bild 11 stellen die Auswertung an vertikalen Schnitten dar. Bild 12 entspricht der Auswertung in einem horizontalen Schnitt.



Bild 8: Temperaturen Bestandsinnenschale QSO-W für die wesentlichen Bauphasen

#### 1. Aufgefrieren Frostkörper









6. Herstellung Schalung und Bewehrung im Teilausbruch 1







13. Herstellung Schalung und Bewehrung im Teilausbruch 2



ISO < -2

Bild 9: Isometrien des Frostkörpers QSO-W für die wesentlichen Bauphasen



Bild 10: Temperaturen vertikaler Schnitt 1C QSO-W für die wesentlichen Bauphasen



Bild 12: Temperaturen horizontaler Schnitt 2A QSO-W für die wesentlichen Bauphasen

Im Rahmen des Prüfprozesses wurden von der Geotechnik & Dynamik Consult GmbH unabhängige zweidimensionale Vergleichsberechnungen ebenfalls mit der Methode der Finiten Elemente durchgeführt, die die gewonnenen Ergebnisse bestätigen. In Konsequenz konnten somit die erforderlichen geometrischen Abmessungen des Frostkörpers im Hinblick auf Dichtigkeitsanforderungen und statische Belange in allen relevanten Bauphasen mit Hilfe der dreidimensionalen thermischen Finite Elemente Berechnungen nachgewiesen werden.

# 4 Schlussbemerkungen

Komplexe Geometrien bei Vereisungsmaßnahmen erfordern eine dreidimensionale Betrachtungsweise sowohl bei der Konstruktion als auch bei der Berechnung, um bereits im Vorfeld einen sicheren Bauablauf zu wählen und damit auch in der Ausführung zu gewährleisten. Im Wesentlichen ist darauf zu achten, dass die einzelnen Bauphasen und Randbedingungen so wirklichkeitsnah wie möglich in den Berechnungen abgebildet werden, damit nicht eine eventuell relevante Bauphase übersehen wird. Dadurch können Dichtigkeit und Tragfähigkeit von Frostkörpern zielsicher nachgewiesen werden.

Die Überwachung der Herstellung und des Betriebes des Frostkörpers erfolgt dann auf Basis von Zieltemperaturen, die mit Hilfe der thermischen Finite Elemente Berechnungen gewonnen werden. Dies geschieht im Sinne der Beobachtungsmethode nach DIN EN 1997-1 Abschnitt 2.7.

# 5 Literatur

- Taschenbuch für den Tunnelbau 2016: Innovationen bei der Anwendung des Gefrierverfahrens im Tunnelbau; Neher, Niklasch, Mayer, Hornich, Perl; S. 219 – 254; Hrsg. DGGT e.V.; Ernst & Sohn, Berlin.
- DIN EN 1997-1:2014 Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln; Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013.

# пп

## Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau der Technischen Universität München

Zentrum Geotechnik

# Schriftenreihe

Heft	65		Beiträge zum 18. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis (nur online)	2020/2022
Heft	64		Beiträge zum 17. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2018
Heft	63	Henzinger, C.	Bodenverbesserung mit Recyclingmaterial aus Bauschutt	2017
Heft	62	Vogt, S.	Zeitabhängiger Verformungswiderstand weicher Böden und seine Berücksichtigung bei der Tragfähigkeitsprognose stabilitätsgefährdeter Pfähle	2017
Heft	61		Beiträge zum 16. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2017
Heft	60	Bagherpour, I.	Long-Term Volume Change Behaviour of an Unsaturated Compacted Organic Soil under Oedometric Conditions	2017
Heft	59		Beiträge zum 15. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik Zusammenwirken von Forschung und Praxis	2016
Heft	58		Beiträge zum 14. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik mit den Parametern Zeit und Qualität	2016
Heft	57		Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus	2014
Heft	56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013
Heft	55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft	54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013
Heft	53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012

Heft	52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012
Heft	51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft	50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft	49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft	48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft	47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft	46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft	45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft	44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft	43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft	42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft	41	Irngartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft	40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft	39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft	38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft	37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005
Heft	36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft	35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft	34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002

Heft	33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002
Heft	32		Beiträge zum 1. Geotechnik-Tag in München, Unterfangungen	2002
Heft	31	Bauer, J.	Ein Teilsicherheitsmodell für die Bemessung einer verankerten Baugrubenwand im Bruchgrenzzustand	2002
Heft	30	Heyer, D.	Die Durchlässigkeit mineralischer Dichtungsstoffe unter besonderer Berücksichtigung des Sättigungsvorganges	2001
Heft	29	Floss, R.	Geotechnik Forschung und Entwicklung über zwei Jahrzehnte – 1980 bis 2000	2000
Heft	28	Fillibeck, J.	Beitrag zum Verhalten mehrschichtiger Dichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen unter Scherbeanspruchung	1999
Heft	27	Nimmesgern, M.	Untersuchungen über das Spannungs- Verformungs-Verhalten von mehrlagigen Kunststoffbewehrungen in Sand	1998
Heft	26	Bauer, A.	Der Einfluss der Verbundwirkung zwischen Boden und Geotextil auf das Verformungsverhalten von bewehrten Steilböschungen	1997
Heft	25	Ascherl, R.	Risikobetrachtungen zur Planung von Maßnahmen zum Grundwasserschutz im Einflussbereich von Straßen	1997
Heft	24	Schulze, A.	Beitrag zum zeit- und temperaturabhängigen Materialverhalten von Asphaltbeton für Kerndichtungen in Schüttdämmen unter besonderer Berücksichtigung des ebenen Verzerrungszustandes	1996
Heft	23	Huber, H.	Untersuchungen zur Materialdämpfung in der Bodendynamik	1996
Heft	22	Berner, U.	Ein Verfahren zur Bestimmung der Durchlässigkeit mit Infiltrationsversuchen	1995
Heft	21		Beiträge aus der Geotechnik (Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von UnivProf. DrIng. R. Floss)	1995
Heft	20	Hönisch, K.	Zur Strategie der Gestaltung großer Krafthauskavernen	1994 vergriffen
Heft	19	Gold, G.	Untersuchungen zur Wirksamkeit einer Bewehrung im Zweischichtensystem	1993
Heft	18	Trunk, U.	Probabilistische Standsicherheitsanalyse für tetraedrische Felskeile	1993
Heft	17	Floss, R., Reuther, A.	Vergleichsuntersuchungen über die Wirkung von vibrierend und oszillierend arbeitender Verdichtungswalze	1990

Heft	16	Kudla, W.	Beitrag zur statistischen Qualitätskontrolle im Erdbau	1990
Heft	15	Bauer, A.	Beitrag zur Analyse des Tragverhaltens von einfach bewehrten Zweischichtensystemen	1989
Heft	14	Vega Mayer, S.	Ein Beitrag zur Vorhersage von Verformungen und Spannungen des Baugrundes und des Ausbaues bei Hohlraumbauten	1989
Heft	13	Reitmeier, W.	Quantifizierung von Setzungsdifferenzen mit Hilfe einer stochastischen Betrachtungsweise	1989
Heft	12	Baumann, HJ.	Bruchvorgänge infolge der Isareintiefung südlich Münchens und die kritischen Höhen der Talhänge	1988
Heft	11	Kröber, W.	Untersuchung der dynamischen Vorgänge bei der Vibrationsverdichtung von Böden	1988 vergriffen
Heft	10		Beiträge zur Felsmechanik	1987
Heft	9	Maini, K. S.	Testing of bentonite suspensions	1987
Heft	8	Alber, D.	Ein stochastisches Bodenmodell für geotechnische Aufgaben	1986
Heft	7	Alber, D., Reitmeier, W.	Beschreibung der räumlichen Streuungen von Bodenkennwerten mit Hilfe der Zeitreihenanalyse	1986 vergriffen
Heft	6		Forschungsbeiträge zum mechanischen Verhalten von Geotextilien	1986 vergriffen
Heft	5	Gruber, N., Koreck, HW., Schwarz, P.	Beiträge zum Tragverhalten axial zyklisch belasteter Pfähle	1985
Heft	4	Schubert, A.	Ein Beitrag zum Spannungs-Verformungs- verhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft	3	Kempfert, HG., Schwarz, P.	In-situ Versuche zur Ermittlung der Unterbausteifigkeit an zwei Pfeilern der Sinntalbrücke Schaippach	1984 vergriffen
Heft	2		Beiträge zur Anwendung der Stochastik und Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik	1983 vergriffen
Heft	1	Scheele, F.	Tragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigem Boden	1982 vergriffen