

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 46

**Beiträge zum
9. Geotechnik-Tag in München
Wechselwirkungen
Boden – Wasser - Bauwerk**

19.02.2010

München 2010

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Schlauer als die Physik? Technische Möglichkeiten und Risiken bei Abdichtungen gegen Grundwasser <i>Dr.-Ing. Ulrich Trunk, Keller Holding GmbH, Offenbach</i>	3
Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei tiefen und schmalen Baugruben in nichtbindigem Baugrund <i>Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler, Dipl.-Ing. Benjamin Aulbach Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen</i>	21
Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund: Schadensmechanismen und Nachweisstrategie <i>Dipl.-Ing. Robert-Balthasar Wudtke, Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau, Weimar</i>	33
Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen - Gesetz von Darcy und Prinzip der effektiven Spannungen <i>Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau, Universität Duisburg-Essen, Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Abt. Bauwissenschaften, Fachgebiet Geotechnik, Essen</i>	45
Havarie an der Kanalbrücke Lippe und Hinweise zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch <i>Dr.-Ing. Markus Herten, Dipl.-Ing. Eva Dornecker, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Referat Grundbau, Karlsruhe</i>	57
Zur Vorhersage von Kolken – Beobachtungen, empirische Ansätze und angemessene Modellierung <i>Prof. Dr. P. Rutschmann, Dr. M.-D. Bui, MSc. S. Abdelaziz Lehrstuhl für Wasserbau und Wassserwirtschaft, TUM, München</i>	69
Geotextile Sohlensicherungen als effektive Filter- und Ballastschichten zur Vermeidung und Stabilisierung von Kolk an Gründungsstrukturen von Bauwerken <i>Dipl.-Ing. Katja Werth, BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel</i>	81
Die Isarquerung bei der Reichenbachbrücke; Geotechnische und bautechnische Herausforderungen <i>Dipl.-Ing. (FH) Jörg Hagen, Münchner Stadtentwässerung</i>	99
Bergung von Schildvortriebsmaschinen durch Bodenvereisung nach Wassereintrüben in den Vortriebsbereich <i>Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz, Dr.-Ing. Stefan Schmitz, BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen</i>	115

Vereisungen im innerstädtischen Tiefbau	129
<i>Dipl.-Ing. (FH) Siegfried Nagelsdiek</i> <i>Ed. Züblin AG, Stuttgart</i>	
Sydney, Port Botany Expansion – Geotechnische Herausforderungen beim Bau einer Kaimauer	139
<i>Dr.-Ing. Roberto Cudmani, Dipl.-Ing. Roland Jörger,</i> <i>Dr. Frank Huppert,</i> <i>Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH, Wiesbaden</i>	
Bewältigung von geotechnischen Problemen beim Bau des Hafens Bandar Shahpur, Iran	157
<i>Prof. Dr.-Ing. E.h. Manfred Nussbaumer, M.Sc.,</i> <i>Vorsitzender der DGGT</i>	
Einfluss des Sättigungsgrades auf die Scherfestigkeit von Böden am Beispiel eines Schadensfalls im Tunnelbau	173
<i>Dr.-Ing. Christian Wawrzyniak, CDM Consult GmbH, Stuttgart,</i> <i>Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, TUM Zentrum Geotechnik</i> <i>Dipl.-Ing./Dipl.-Wirt.Ing. Achim Dohmen, Zürich Versicherung AG,</i> <i>Frankfurt am Main</i>	
Lastversuch auf Rüttelstopfsäulen im Meer in Abu Dhabi	183
<i>Dr.-Ing. M.Sc. Jimmy Wehr, Keller Holding GmbH</i> <i>Dipl.-Ing. Guido Freitag, Dipl.-Ing. Tammo Köhler,</i> <i>Keller Grundbau GmbH, Offenbach</i>	
Verzeichnis der Autoren	191
Verzeichnis der Schriftenreihe	195

Vorwort des Herausgebers

Beim Geotechniktag 2010 am 19. Februar 2010 standen die Wechselwirkungen von Boden, Wasser und Bauwerken im Fokus.

Anlass dazu hat der Schaden am Waidmarkt im März 2009 beim U-Bahn-Bau in Köln gegeben, über den zu berichten aufgrund der laufenden gerichtlichen Verfahren noch nicht möglich war. Der extreme Schaden hat aber der breiten Öffentlichkeit klarzumachen vermocht, dass ein Wassereintritt in ein unterirdisches Bauwerk Boden mitreißen und dramatische Folgen haben kann. Nach Köln wird das unterirdische Bauen im Grundwasser zukünftig mit Argusaugen beobachtet werden. Wir Geotechniker werden intensiver als je zuvor aufzuzeigen haben, dass und wie Boden und Wasser gestützt und gehalten werden können, wenn zukünftig tief reichende Baumaßnahmen in städtischer Umgebung realisiert werden sollen.

Die Problematik des hydraulischen Grundbruchs wurde in der Veranstaltung unter verschiedenen Aspekten beleuchtet, ebenso wurden mögliche Abdichtungen im Boden vorgestellt sowie Erosion und Kolkbildung grundlegend behandelt. Es wurde sehr kompetent berichtet, wie die Entstehung von Porenwasserüberdrücken mit ihren Folgen dazu führten, dass der Ablauf einer Großbaustelle vollständig geändert wurde. Anhand eines Schadensfalles wurde verdeutlicht, dass die Änderung der Wassersättigung im Boden die Scherfestigkeit dramatisch herabsetzen kann. Weitere Schadensereignisse, aus denen wir lernen können, wurden analysiert und Bauwerke für den Hafenbau und in strömenden Gewässern eindrucksvoll vorgestellt.

Die große Zahl der Teilnehmer von deutlich über 500 machte deutlich, dass das Thema für viele Fachleute der Geotechnik spannend und wichtig ist. Es ist allen eingeladenen Referenten herzlich zu danken, die die Themen verständlich aufgearbeitet und klar vorgetragen haben. Jetzt liegen ihre Beiträge auch in schriftlicher Form vor und ermöglichen den Teilnehmern des Geotechniktages und weiteren Lesern einen Rückblick und bei Bedarf auch die detailliertere Betrachtung des einen oder anderen Aspektes.

München, im Mai 2010, Norbert Vogt

Schlauer als die Physik?

Technische Risiken und Möglichkeiten bei Abdichtungen gegen Grundwasser

Dr.-Ing. Ulrich Trunk,
Keller Holding GmbH, Offenbach

1 Einleitung

Komplexe Randbedingungen bei Infrastrukturprojekten, mit größeren erforderlichen Baugrubentiefen, Ansprüche hinsichtlich möglichst geringer Beeinträchtigung der Anwohner sowie vorhandener Verkehrsströme führen zu anspruchsvollen Bauaufgaben mit Tunneln, Dicht- und Anfahrblöcken sowie Baugruben, die in aller Regel als „wasserdichte Baugruben“ auszuführen sind. Innerhalb dieser Bauwerke ist das Grundwasser ohne Beeinträchtigung des außen liegenden Grundwasserspiegels soweit abzusenken, dass das Bauwerk mit der erforderlichen Sicherheit hergestellt werden kann. Die mit den erforderlichen Abdichtungen verbundenen Risiken werden nachfolgend vorgestellt und anhand möglicher Lösungen diskutiert. Dauerhafte Abdichtungen gegenüber dem Grundwasser oder auch Injektionen, die begleitend zu Tunnelbaumaßnahmen entlang der Tunnelstrecke ausgeführt werden, sind nicht Gegenstand des Beitrags.

Bei den Abdichtungsaufgaben wird unterschieden zwischen Baugruben mit Dichtwänden und Dichtsohlen, sogenannten Dicht- oder Anfahrblöcken und vertikalen Abdichtungselementen. Bei Dicht- oder Anfahrblöcken beim Ein- oder Ausfahren in eine Baugrube mit einer Tunnelbohrmaschine ist der Bereich zwischen Schneidrad und ersten bzw. letzten Tübbingrings abzudichten, so dass bei einer Schildeinfahrt das Grundwasser auch unter atmosphärischen Bedingungen nicht eindringt.

Vertikale Abdichtungselemente neben den genannten Wänden sind erforderlich bei Abdichtungen an bestehende Bauwerke oder bei Übergängen zwischen verschiedenen Wand- oder Verbausystemen.

Die mit der Abdichtung gegen das Grundwasser verbundenen Risiken und notwendigen Sicherheiten bei Baugruben mit Umschließungen und Sohlabdichtungen können wie folgt zusammengefasst werden:

- Einhalten der zulässigen Restwassermenge und Erreichen des Absenkziels.
- Ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch.
- Ausreichende Sicherheit gegen Wasser- und Materialzutritt durch Fugen, Fehlstellen o.ä.
- Ausreichende Sicherheit gegen ein Stabilitätsversagen von Abdichtelementen, die gleichzeitig statisch beansprucht werden. Dies kann sowohl Wandelemente als auch Sohlelemente betreffen.

- Ausreichende Sicherheit gegen das Eindringen von Wasser und Boden bei Ein- und Ausfahrten von Tunnelbohrmaschinen.

2 Baugrubenumschließungen, Absperrungen und Dichtsohlen

Wandelemente werden üblicherweise mit Spundwänden, Schlitzwänden, Wänden im Deep Soil Mixing-Verfahren oder Pfählen hergestellt. Hinsichtlich der Dichtigkeit bzw. dem Absperrern gegen Grundwasser ist dies zunächst ein geometrisches Problem. Durch Herstellung und Kontrolle muss sichergestellt werden, dass ein ausreichender Überschchnitt der einzelnen Schlitzwandelemente oder Pfähle vorhanden ist. Auf weitere Aspekte wie die Ausbildung von Schlitzwandfugen oder die Integrität einzelner Elemente wird hier nicht weiter eingegangen.

Die Folgen eines nicht ausreichenden Überschchnitts solcher Wandelemente können vereinfachend wie folgt unterschieden werden:

Liegt die offene Fuge oberhalb der späteren Aushubsohle, so kann dies neben höheren Wassermengen auch zu einem Materialeintrag führen. Je nach Größe der Fuge und anstehendem Baugrund kann dies im Zuge des Aushubes bei bereits teilweise abgesenktem Grundwasserspiegel innerhalb der Baugrube bewältigt werden. Andernfalls sind Maßnahmen vor Aushubbeginn erforderlich oder es muss eine teilweise oder vollständige Wiederverfüllung der Baugrube erfolgen, siehe TRUNK et al. (2009). Kritischer kann es werden, wenn die Fuge unterhalb der Aushubsohle liegt. Je nach Baugrund, Öffnungsweite der Fuge und wirksamer Grundwasserdifferenz kann eine solche Fuge oder Lücke zu höherem Wasserzufluss führen, der in Abhängigkeit der Baugrubengeometrie, der Überlagerung und Fehlstellengröße zu einem hydraulischen Grundbruch führen kann, siehe ZIEGLER und AULBACH (2010). Sollen zusätzlich erforderliche Abdichtungen bei bereits vorhandenem abgesenktem Grundwasserspiegel aus der bereits teilweise oder vollständig ausgehobenen Baugrube heraus ausgeführt werden, sind Einschränkungen bei der Ausführbarkeit und Wirksamkeit der zur Verfügung stehenden Methoden gegeben. Häufig ist ein Abdichten oder Nacharbeiten aus der Baugrube heraus bei abgesenktem Grundwasserspiegel nicht möglich. Hierzu ist in vielen Fällen, wie bereits ausgeführt, ein ausgeglichener Grundwasserspiegel verbunden mit einer zumindest teilweisen Wiederverfüllung der Baugrube erforderlich, um eine nachträgliche Abdichtung erfolgreich ausführen zu können.

Schmalwände, hergestellt mit Aufsatzrüttler und Bohle, werden selten als Baugrubenumschließung ausgeführt, aus diesem Grund werden sie hier nicht eingehender behandelt. Bei bindigem Baugrund kann die Rückverformung des Schlitzes zu Fehlstellen, sogenannten Fenstern, führen. Da bei Schmalwänden auftretende Lasten aus Erd- und Wasserdruck durch Bermen vor den Wänden aufgenommen werden müssen, werden sie nie vollständig freigelegt.

Bei der Herstellung von Dichtwänden im Deep Soil Mixing Verfahren ist neben der erreichbaren Festigkeit des Boden-Bindemittel-Gemischs auf eine ausreichende Überlappung oder einen ausreichenden Überschchnitt zu achten. Dies ist vorwiegend ein geometrisches Problem und kann durch die Planung des Säulenabstands und Kontrolle der Lotabweichungen bei Herstellung beherrscht werden.

Bei Injektionen als porenfüllende Injektion, dem Düsenstrahlverfahren und Vereisungen sind die Eindringtiefe des Injektionsmittels, die Reichweite des Düsenstrahls und die Eindringtiefe des Vereisungskörpers um eine Lanze maßgebend. Neben der Lage des Injektionsventils, der Bohrung oder der Vereisungslanze wird der herstellbare Körper vom eingesetzten Verfahren und den Baugrundeigenschaften maßgebend bestimmt. Die durchzuführende Baugrunderkundung muss den Aufgabenstellungen und den damit verbundenen Risiken entsprechen. Die Möglichkeiten und Anforderungen an die Qualitätssicherung wurden bereits an anderer Stelle ausführlich vorgestellt.

Die Elemente für Baugrubenumschließungen, Absperrungen und Dichtkubaturen sind nachfolgend vereinfachend zusammengefasst:

Baugrubenwände

- Pfahlwand
 - Schlitzwand
 - Spundwand
 - DSM-Wand
- Abmessungen der Elemente primär durch Abmessungen der Werkzeug oder Bauteile bestimmt.
 - Erforderlicher Überschneidung zwischen den Elementen
 - Kontrolle der Lage oder Achse

Abdichtungen oder Absperrungen vertikal und horizontal

- Düsenstrahlverfahren
 - Injektionen
 - Kombinationen
 - Vereisungen
- Reichweite von Injektion, Düsenstrahl oder Temperatur maßgebend
 - Abhängig von Baugrundeigenschaften
 - Kontrolle u.a. durch Probeelemente, Messungen, Parameteraufzeichnung
- Dichtsäulen
 - Dichtkubaturen
 - Sohlen
 - Tiefliegend
 - Hochliegend oder halbhoch liegend

3 Ausführungsbeispiel: Innerstädtische Baugrube für Verkehrsbauwerk

Aufgrund der verkehrlichen Randbedingungen sieht die Planung die Herstellung der in Deckelbauweise auszuführenden Baugrube in Teilabschnitten vor. Der Bauablauf ist vereinfachend in Bild 1 dargestellt. Bei Herstellung der linken Baugrubenhälfte einschließlich der linken Hälfte der Dichtsohle und des Deckels werden die bestehenden Verkehrsströme über die rechte Seite der Gesamtbaugrube geführt. Nach Herstellung der linken Teilbaugrube erfolgen die Umlegung des Verkehrs auf die linke Seite und die Herstellung der rechten Teilbaugrube einschließlich des Anschlusses des rechten Dichtsohlenabschnitts an den vorhandenen linken. Der Pumpversuch soll dann für die gesamte Baugrube durchgeführt werden.

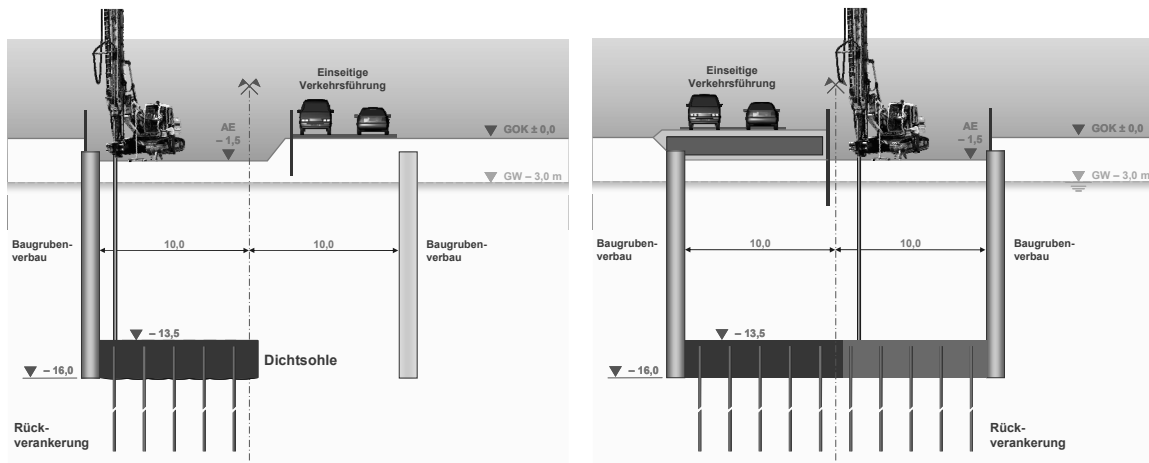


Bild 1: Herstellung einer innerstädtischen Verkehrsbaugrube mit Sohlabdichtung in Teilbaugruben, linke und rechte Teilbaugrube

Der Abstand unterhalb des Deckels zum Grundwasserleiter wird hier mit weniger als 2,0 m angenommen. Würde beim Pumpversuch, siehe Bild 2 a), festgestellt, dass die Restwassermenge über der zulässigen oder geplanten Menge läge, so könnten zusätzliche Untersuchungen der Dichtsohle oder Nacharbeiten im Bereich der linken Baugrubenhälfte nur ausgeführt werden, wenn hierzu der vorhandene Deckel durchbohrt würde oder alle Bohrungen mit z. T. großen Neigungen zur Vertikalen ausgeführt würden. Ein Arbeiten unterhalb des Deckels wäre aufgrund des geringen Abstandes zum Grundwasserleiters nicht möglich. Beim Durchbohren des vorhandenen Deckels würde die vorhandene Bewehrung partiell zerstört werden, zudem müsste für die Ausführung dieser Arbeiten der Verkehr komplett umgeleitet werden. Kontrollen und Nacharbeiten wären in diesem Fall nur sehr eingeschränkt oder mit erheblichen Behinderungen, Zeitverlust und Zusatzmaßnahmen möglich.

Mit dem Einbau einer zusätzlichen Baugrubenwand in Längsachse könnte der Entwurf deutlich fehlertoleranter oder robuster gestaltet werden, siehe Bild 2 b). In diesem Fall wäre es möglich, die Dichtigkeit beider Teilbaugruben getrennt voneinander unmittelbar nach ihrer Herstellung zu überprüfen. Gegebenenfalls erforderliche Zusatzarbeiten könnten ausgeführt werden, bevor der jeweilige Abschnitt des Deckels betoniert würde oder eine Verkehrsumlegung stattfände. Sicher wäre dies mit zunächst höheren Herstellkosten verbunden, die jedoch im Vergleich mit der damit verbundenen Reduzierung der Risiken und deren Auswirkungen als gering einzustufen wären.

Noch mehr an Bedeutung gewinnt dies, wenn die Sohle als hoch liegende oder halbhoch liegende Sohle ausgeführt werden soll, jeweils mit der erforderlichen Rückverankerung zu Aufnahme der Auftriebskräfte. In beiden Fällen ist eine Überprüfung der Restwassermengen nach Installation der Auftriebspfähle zwingend notwendig.

Die Erfahrungen mit Baugruben, bei denen Restwassermengen überschritten wurden und bei denen eine Nacharbeit der Dichtsohle erfolgte, haben gezeigt, dass in vielen Fällen unabhängig von den zunächst ausgeführten Nacharbeiten die komplette Fläche der Dichtsohle nachgearbeitet wurde, um die geforderte Restwassermenge einzuhalten. Im

vorliegenden Entwurf hätte dies zur Folge, dass der Deckel auf der linken Teilbaugrube zurückzubauen und der Verkehr für die Zeit der Nacharbeit umzuleiten wäre.

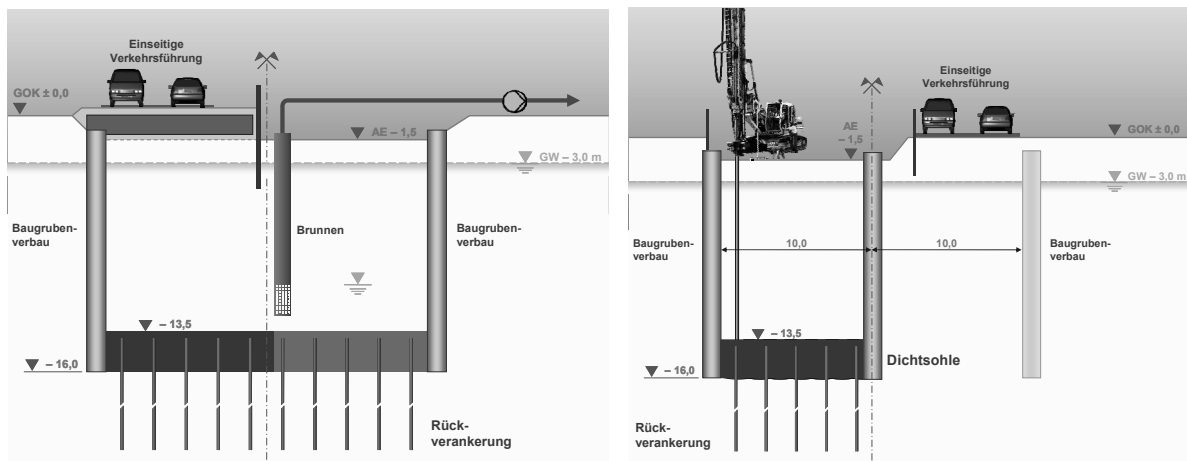


Bild 2: a) Wasserhaltung bei Ausführung ohne Mittelwand
b) Ausführung der Baugrube mit Mittelwand als hydraulisch getrennte Teilbaugruben

4 Sicherheit gegen Sohlaufbruch

4.1 Ermittlung der erforderlichen Dicke der Bodenschicht über einer Dichtsohle

In einem Forschungsvorhaben an der Uni Karlsruhe (BIEBERSTEIN et al., 1999) wurde die notwendige Bodenauflast bzw. Dicke einer Bodenschicht bei einer halbhoch liegenden Sohle untersucht, so dass im Falle einer Fehlstelle in der Sohle eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch oder Stabilitätsverlust der Baugrubensohle gegeben ist, siehe Bild 3.

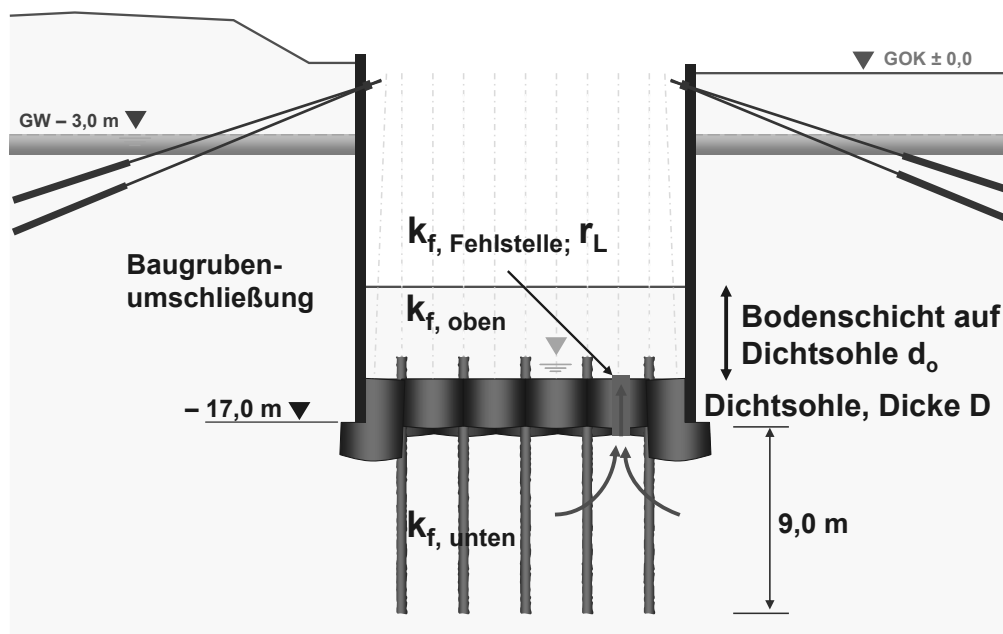


Bild 3: Zufluß zur Baugrube durch eine Fehlstelle in der Sohle

Für homogene Verhältnisse, sprich gleiche Durchlässigkeit des Bodens unterhalb der Sohle, im Bereich der Fehlstelle und oberhalb der Sohle, ergeben sich die in BIEBERSTEIN et al. (1999) dargestellten Zusammenhänge zwischen der Größe der Fehlstelle und der erforderlichen Dicke der Bodenschicht oberhalb der Dichtsohle bis zur Baugrubensohle.

Variiert man den Durchlässigkeitsbeiwert oberhalb der Sohle und den Durchlässigkeitsbeiwerten innerhalb der Fehlstelle gegenüber dem Durchlässigkeitsbeiwert unterhalb der Sohle, erhält man folgende Ergebnisse: Ist die Durchlässigkeit des Bodens oberhalb der Sohle geringer ist als die Durchlässigkeit des Bodens unterhalb der Sohle, führt dies zu einer größeren notwendigen Bodenauflast, um einen Stabilitätsverlust an der Baugrubensohle zu verhindern. Wird die Sohle mit Injektionen oder im Düsenstrahlverfahren hergestellt, kann die Durchlässigkeit stärker durchlässiger Schichten durch die eingesetzte Bohrspülung und den Rücklauf reduziert werden. Sofern oberhalb und unterhalb der Sohle vor Beginn der Arbeiten Boden gleicher Durchlässigkeit ansteht – so die Annahme – ist der Durchlässigkeitsbeiwert oberhalb der Sohle nach deren Herstellung auf jeden Fall nicht größer ist als vor Beginn der Arbeiten. Für die Annahme, dass der Durchlässigkeitsbeiwert oberhalb der Sohle um den Faktor 2 reduziert wird, führt dies zu einer Verdoppelung der erforderlichen Bodenauflast auf der Sohle, siehe Bild 4 und 5.

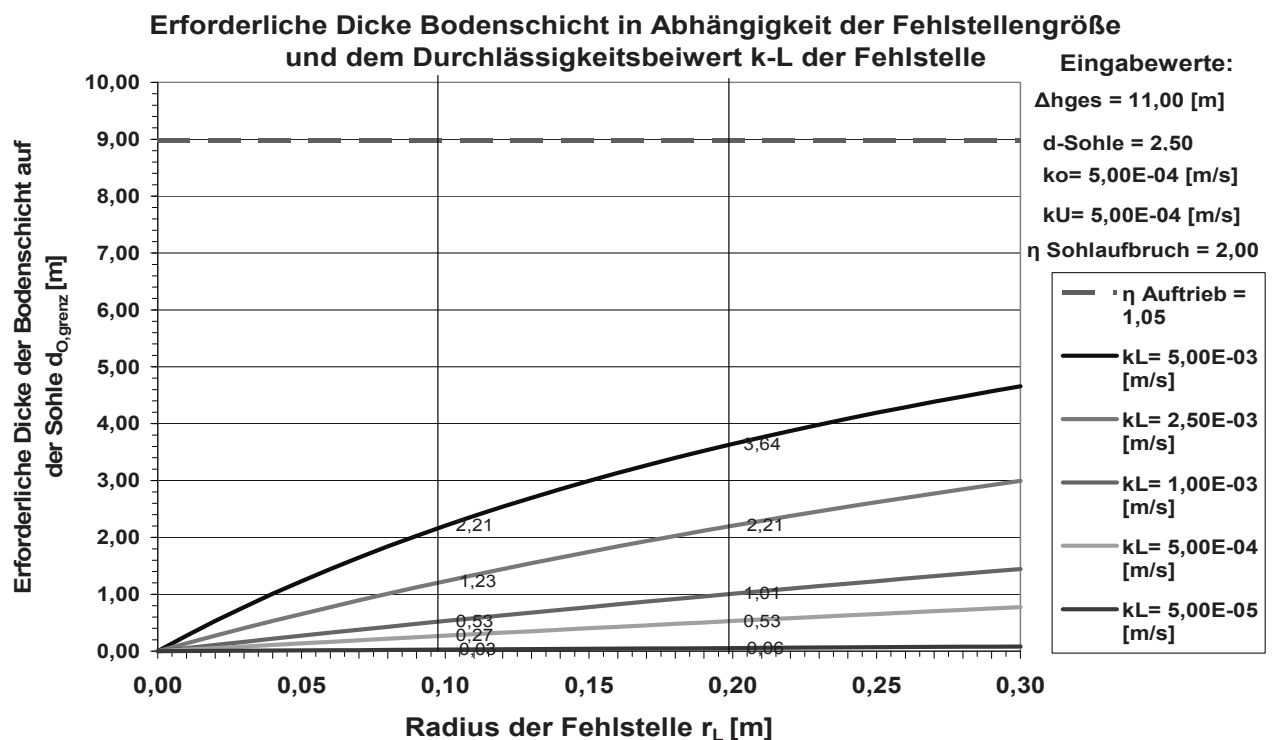


Bild 4: Erforderliche Dicke der Bodenschicht $d_{o, grenz}$ in Abhängigkeit des Radius der Fehlstelle r_L und Durchlässigkeitsbeiwert der Fehlstelle k_L bei gleichen Durchlässigkeitsbeiwerten k_o oberhalb und k_u unterhalb der Sohle, $k_o = k_u = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s

Einen weiteren Einfluss auf die erforderliche Bodenauflast hat der Durchlässigkeitsbeiwert in der Fehlstelle. Sofern innerhalb der Fehlstelle eine Reduzierung der Durchlässigkeit

gegenüber dem Ausgangswert z.B. um den Faktor 50 oder 100 erreicht wurde, ist die erforderliche Auflast mehr oder weniger gleich wie im Fall ohne Fehlstelle. Die Belastung durch den wirksamen Auftrieb muss bei ausreichender Erosionsstabilität aufgenommen werden können. Ist der Durchlässigkeitsbeiwert in der Fehlstelle jedoch größer als der Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens unterhalb der Sohle oder größer als der Durchlässigkeitsbeiwert des ursprünglich vorhandenen Bodens, so steigt der Wert der erforderlichen Dicke der Bodenschicht oberhalb der Sohle deutlich an und erreicht - hier kommt man an die Gültigkeitsgrenze des Modells - sehr schnell die Bodenaufast für eine tiefliegende Dichtsohle.

Höhere Durchlässigkeiten im Bereich der Fehlstelle können sich einstellen, wenn z. B. die Fehlstelle durch das Verstürzen des Bodengewölbes oberhalb der frischen Sohle aufgrund einer nicht ausreichenden Stützung der frischen Säule durch die Suspension entsteht. Dies kann zu einem Durchlässigkeitsbeiwert in der Fehlstelle führen, der um den Faktor 2 bis 10 größer ist als der Durchlässigkeitsbeiwert des ursprünglich vorhandenen Bodens. In diesem Fall erfolgt innerhalb des für homogene Verhältnisse ermittelten Bodenpakets keine ausreichende Entspannung des Differenzwasserdrucks. Dies kann zu Stabilitätsverlust mit erhöhtem Zutritt von Grundwasser und je nach vorhandenem Baugrund auch Bodenmaterial führen.

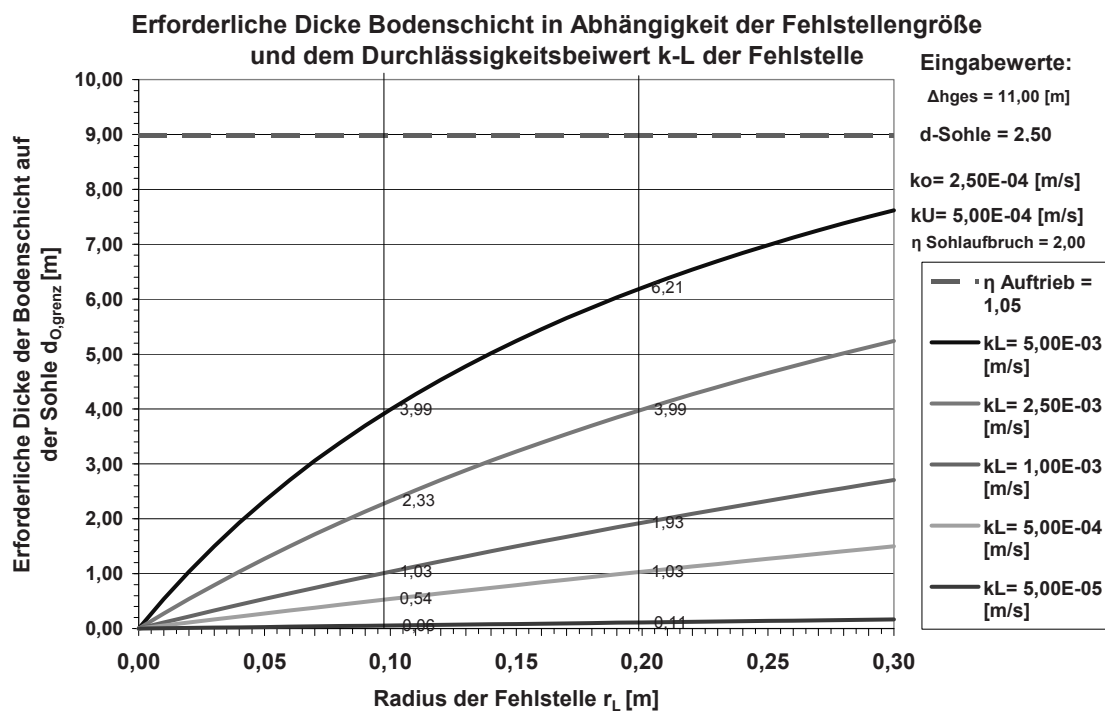


Bild 5: Erforderliche Dicke der Bodenschicht $d_{o, grenz}$ in Abhängigkeit des Radius der Fehlstelle r_L und Durchlässigkeitsbeiwert der Fehlstelle k_L bei geringerer Durchlässigkeit des Bodens oberhalb der Sohle als unterhalb der Sohle, $k_o = 2,5 \cdot 10^{-4}$ m/s, $k_u = 5 \cdot 10^{-4}$ m/s

Aus den Ergebnissen kann gefolgert werden, dass der Ansatz homogener Durchlässigkeiten für die Beurteilung der erforderlichen Bodenauflast auf einer halbhoch liegenden Sohle deutlich auf der unsicheren Seite liegen kann.

Die Ergebnisse zeigen ferner, dass die erforderliche Bodenauflast sehr stark von der anzunehmenden Fehlstellengröße abhängt.

4.2 Bewertung des Risikos

Vor- und Nachteile sowie Risiken und Kosten einer halbhoch liegenden Sohle sollten immer mit denen einer tief liegenden Sohle verglichen werden. Der erforderliche Überschnitt bzw. die Überlappung von Pfählen oder Schlitzwandelementen können durch entsprechende Messungen auch bei größeren Tiefen überprüft werden. Für die Herstellung von Dichtsohlen liegen erprobte Methoden zur Sicherung der Ausführungsqualität vor. Bei einer tiefliegenden Sohle wird mit dem Pumpversuch genau die Eigenschaft der Sohle getestet, die im weiteren Bauablauf erforderlich ist, nämlich die Reduzierung der Restwassermenge. Bei einer halbhoch liegenden oder hoch liegenden Sohle wird aus den im Pumpversuch ermittelten Restwassermengen und daraus ermittelten effektiven Durchlässigkeiten von Wand und Sohle auf eine spätere ausreichende statische Tragfähigkeit der Sohle bei Beanspruchung durch Auftriebskräfte geschlossen. Die statische Wirkung der Sohle selbst kann nur stichprobenartig, z. B. mittels Festigkeitsbestimmungen an Bohrkernen überprüft werden. Hinzu kommen die Erkenntnisse und ggf. Aufzeichnungen beim Durchbohren der Sohle für den Einbau der Auftriebssicherung, sofern die Auftriebskräfte nicht in anderer Weise abgetragen werden. Eine volumendeckende Überprüfung ist nicht möglich.

Trotz der durchgeführten Kontrollen kann nicht zweifelsfrei gewährleistet werden, dass die statische Wirkung am Ende tatsächlich gegeben ist. Bei Schadensfällen war immer wieder zu beobachten, dass der Durchbruch des Grundwassers oder der Aufbruch der Sohle erst auf den letzten Metern Aushub oder beim Abgraben des Bodens unmittelbar vor einer Verbauwand erfolgte. Hinweise auf zu erwartende Fehlstellen ergeben sich nur bei größeren Fehlstellen direkt aus höheren Restwassermengen. Vor allem bei anstehenden Sanden können bereits kleinere Fehlstellen zu einem erheblichen Materialeintrag führen.

5 Doppelt gedüste Sohle

5.1 Ausführungsvarianten

Verschiedentlich wurde die Ausführung von sog. doppelt gedüsten Sohlen geplant und ausgeschrieben. Einige Aspekte solcher Lösung werden nachfolgend diskutiert.

Bei tiefliegenden Dichtsohlen mit einer reinen Dichtfunktion soll die geplante Sohlstärke mit zwei übereinander liegenden und nacheinander hergestellten Sohlen mit versetzten Rastern hergestellt werden, siehe Bild 6.

Würde man in getrennten Arbeitsschritten zunächst die untere und dann die obere Sohlscheibe herstellen, würde man bei Herstellung der oberen Sohle durch die bereits vorhandenen und erhärteten Bohrpfeifen aus der Herstellung der unteren Sohle Fehlstellen infolge Verschattungseffekte nicht verhindern können, verbunden mit einer höheren Durchlässigkeit der oberen Sohlscheibe.

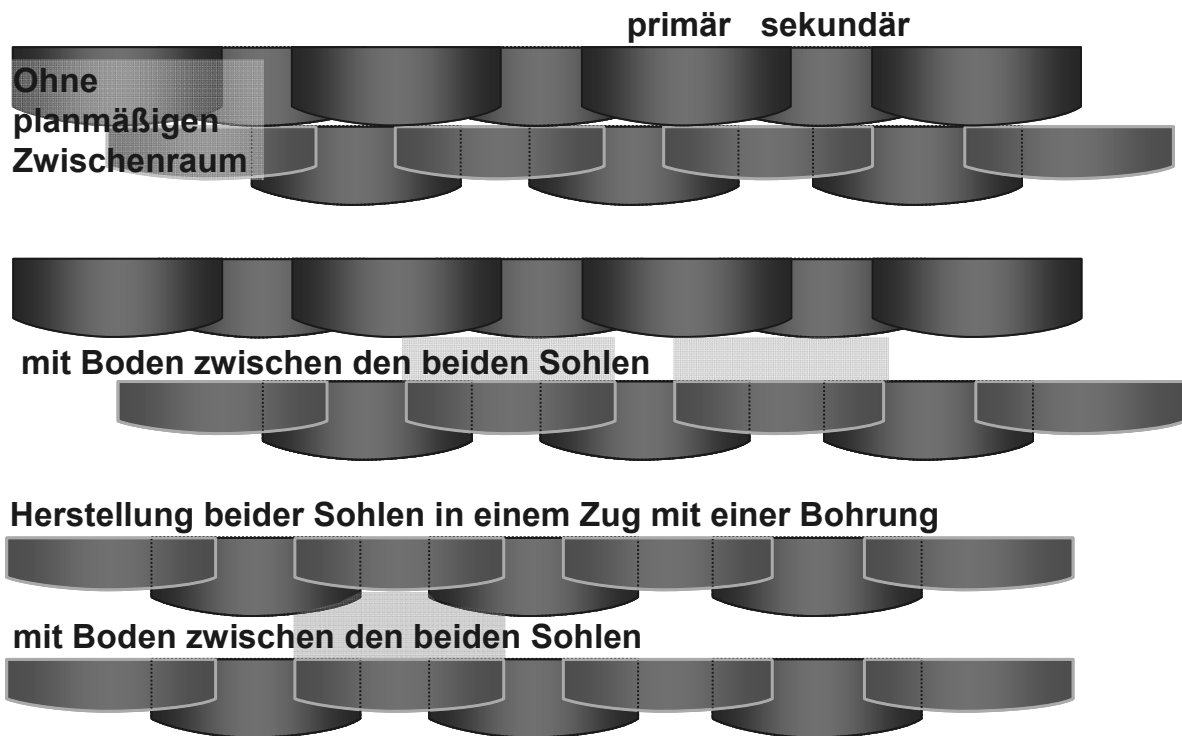


Bild 6: Herstellung einer doppelt gedüsten, tiefliegenden Sohle, oben ohne Zwischenraum, unten mit Zwischenraum zwischen beiden Sohlscheiben

Aus diesem Grund muss zunächst die obere Sohle gedüst werden, die dann bei Herstellung der darunter liegenden Sohle durchbohrt wird. Die Verschattungsproblematik ist auch bei der Herstellung von höher gelegenen reinen Aussteifungssohlen gegebenenfalls zu beachten.

Ein Vorteil dieser Ausführungsvariante wird darin gesehen, dass vorhandene oder zu erwartende Hindernisse mit einer geringeren Wahrscheinlichkeit zu Fehlstellen führen. Diese Erwartung wird auch mit Erfahrungen bei der Sanierung von Düsenstrahlsohlen begründet, bei denen durch das sogenannte vollständige Unterdüsen einer bestehenden Sohle, die eine zu hohe Restwassermenge oder Durchlässigkeit aufwies, eine Reduzierung der Restwassermenge erreicht werden konnte.

Freigelegte Düsenstrahlsäulen, vor allem bei größeren Durchmessern, weisen eine konvexe Untersicht auf, siehe TRUNK (2007). Aus diesem Grund ist es nicht möglich, die untere Sohle vollständig und ohne jeden Zwischenraum an die vorhandene obere Sohle anzuschließen. In den verbleibenden nicht erodierten Zwischenräumen zwischen beiden Sohlen kann sich je nach Größe der Durchlässigkeit der oberen Sohle im Vergleich zur unteren Wasserdruck aufbauen. Hierzu im Nachfolgenden mehr.

Verschiedene Planungen für hoch liegende oder halbhoch liegende Sohlen, wie in Bild 7 schematisch dargestellt, sehen eine Unterteilung in eine unten liegende reine Dichtsohle und der darüber liegenden statisch wirkenden Sohle zur Aufnahme der Auftriebskräfte vor. Der Zwischenraum zwischen beiden Sohlen wird hierbei, wenn nicht explizit in Skizzen oder Zeichnungen angegeben, mit einem Abstand von 1-2 m dargestellt.

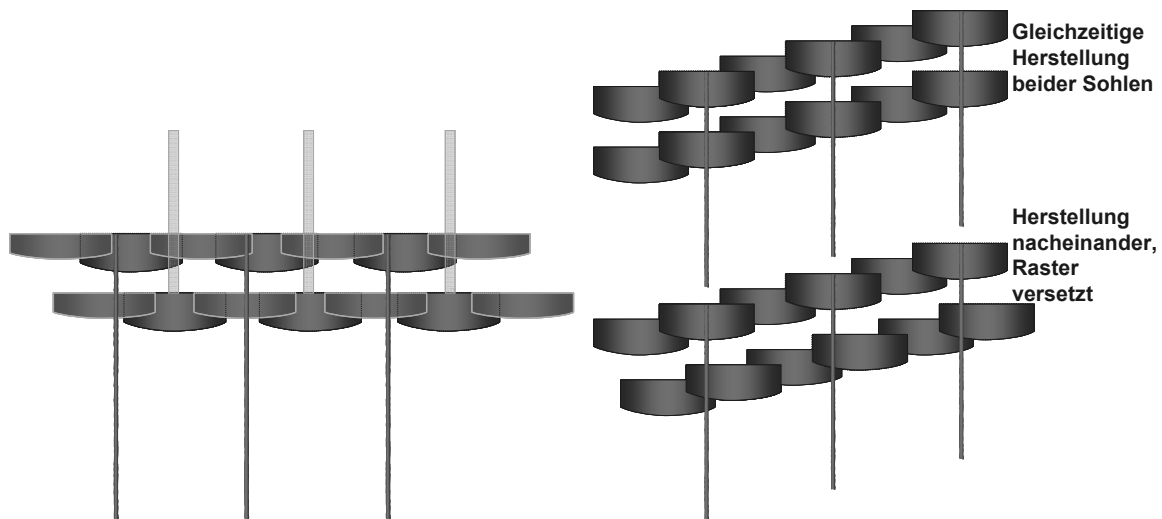


Bild 7: Halbhoch oder hochliegende Dichtsohle als doppelte Sohle: Untere Sohle als Dichtsohle, obere Sohle zur Aufnahme der Auftriebskräfte
links: Ausführung horizontal, rechts: Ausführung geneigt

Die Aufnahme der wirksamen Auftriebskräfte erfolgt durch die obere Sohle, in denen die Auftriebspfähle verankert sind. Der unteren Sohle wird eine reine Dichtfunktion zugewiesen, obwohl sie nicht in auftriebssicherer Tiefenlage liegt. Die auf sie wirkenden Auftriebskräfte müssen durch andere Bauteile aufgenommen und abgetragen werden.

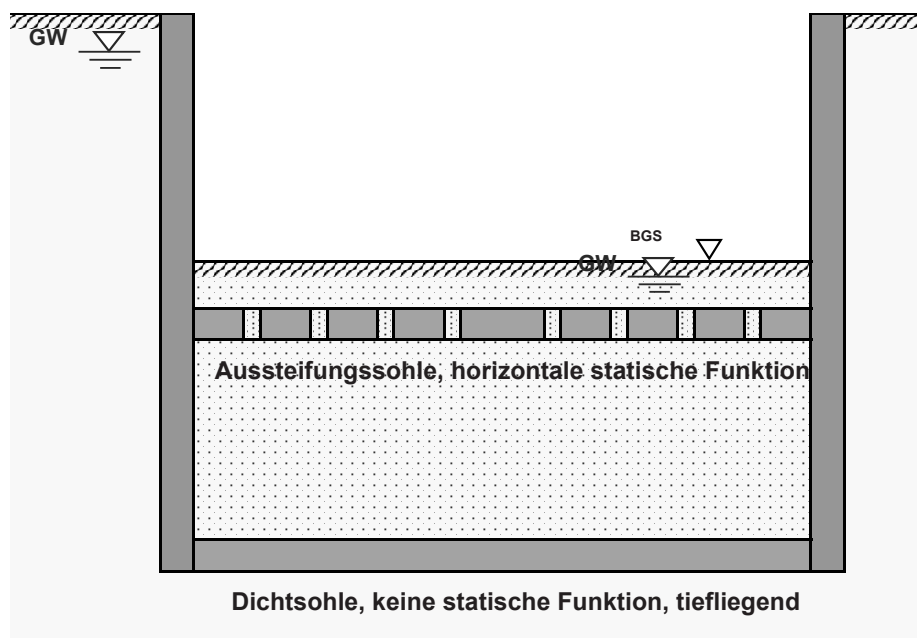


Bild 8: Ausführung einer horizontalen Aussteifungssohle mit Öffnungen für den Grundwasserdurchtritt und einer tieflegenden Dichtsohle

Von diesen doppelt gedüsten Sohlen sind Planungen zu unterscheiden, bei denen ein oberer horizontal wirkender Aussteifungsrost und eine tiefliegende Dichtsohle ausgeführt werden. Im oberen Aussteifungsrost sind planmäßig Öffnungen vorhanden, so dass eine Belastung der hochliegenden Aussteifungssohle durch Auftriebskräfte sicher verhindert wird, siehe Bild 8.

5.2 Risiken bei der Herstellung

Werden die beiden Sohlen nacheinander hergestellt, sind die o. g. Zusammenhänge zur Vermeidung von Fehlstellen in der oberen Sohlscheibe zu beachten. Das Raster der beiden Sohlen muss wegen der vorhandenen Bohrpfeifen gegeneinander versetzt werden, siehe Bild 6 und 7.

Werden beide Sohlscheiben in einem Zug hergestellt, wie dies bei der o. g. Variante Aussteifungssohle mit tiefliegender Dichtsohle erfolgen kann, ist darauf zu achten, dass beide Sohlscheiben in einem ausreichenden Abstand zueinander hergestellt werden, so dass sich oberhalb der unteren frischen Säule ein ausreichend stabiles Gewölbe im Boden ausbilden kann. Bei einem nur geringen Abstand von 1-2 m zwischen den beiden Sohlscheiben ist dies nach vorliegenden Untersuchungen zum erforderlichen Stützdruck in frischen Säulen nicht möglich, siehe SONDERMANN und KIRSCH (2002). Ein Nachbrechen des nichtbearbeiteten Bodenbereiches in die untere Säule kann ohne weitere Untersuchungen oder Messungen nicht ausgeschlossen werden. Dies ist auch zu beachten, wenn die untere Sohlscheibe nach dem Erhärten der oberen hergestellt wird.

Düst man nun zunächst die obere Sohle und danach die untere, so muss der Rücklauf durch das Bohrloch in der vorhandenen oberen Sohle hindurchgeführt werden. Hierzu ist es erforderlich, das Durchbohren mit einem ausreichend großen Durchmesser auszuführen. Der größere Bohrdurchmesser ist dann selbstredend auf der gesamten Bohrlänge vorhanden.

Die Notwendigkeit geringer Sedimentationsraten des Bindemittels für die Herstellung von Sohlen wurde in TRUNK (2007) erläutert. Im speziellen Fall der doppelten Sohlen kommt hinzu, dass aufgrund der vorhandenen Wärme in der oberen Sohlscheibe die Suspension in diesem Bereich des Bohrlochs sehr schnell ansteift und erhärtet. Ein Nachfüllen der Säule über den Bohrkanaal ist nicht mehr möglich. Eine hohe Sedimentationsrate führt zu einem instabilen Bodengewölbe über der Säule.

5.3 Risiken bei Belastung

Wird die obere Sohle ohne planmäßige Öffnungen für den ungehinderten Durchfluss des Grundwassers hergestellt, so baut sich zwischen den beiden Sohlen der volle Differenzwasserdruck auf. In den dazwischen liegenden nicht erodierten Bodenbereichen oder dem planmäßig verbleibenden Bodenpaket sind keine Pumpen o. ä. installiert und somit findet keine Grundwasserentspannung statt.

Einen weiteren Einfluß auf die Belastung der beiden Sohlen haben deren erreichte Systemdurchlässigkeitsbeiwerte k_{unten} und k_{oben} sowie deren Dicken d_{unten} und d_{oben} .

Während des Pumpversuchs und der Wasserhaltung strömt durch bei Sohlen die gleiche Wassermenge, $Q = v \cdot A$. Aus der Kontinuitätsbedingung folgt $v_{unten} = v_{oben}$ bzw. $v_u = v_o$.

$$v_{unten} = v_{oben} \quad \text{bzw.} \quad v_u = v_o$$

$$k_u \cdot i_u = k_o \cdot i_o$$

$$\frac{k_u}{k_o} = \frac{i_o}{i_u} = \frac{\Delta h_o / d_o}{\Delta h_u / d_u} = \frac{\Delta h_o}{\Delta h_u} \cdot \frac{d_u}{d_o}$$

$$\Delta h_u = \Delta h_o \cdot \frac{d_u}{d_o} \cdot \frac{k_o}{k_u}$$

$$\Delta h = \Delta h_u + \Delta h_o$$

$$\Delta h_o = \Delta h - \Delta h_u = \Delta h - \Delta h_o \cdot \frac{d_u}{d_o} \cdot \frac{k_o}{k_u}$$

$$\Delta h_o + \Delta h_o \cdot \frac{d_u}{d_o} \cdot \frac{k_o}{k_u} = \Delta h$$

$$\Delta h_o = \frac{\Delta h}{1 + \frac{d_u}{d_o} \cdot \frac{k_o}{k_u}}$$

Der Abbau des vorhandenen Differenzwasserdrucks Δh durch die untere Sohle mit Δh_u und die obere Sohle mit Δh_o ist in Abhängigkeit des Verhältnisses der Dicken der beiden Sohlen d_u / d_o sowie dem Verhältnis der Systemdurchlässigkeitsbeiwerte k_o / k_u in Bild 9 dargestellt.

Anteil des Abbaus des gesamten Differenzwasserdrucks Δh durch die obere Sohle

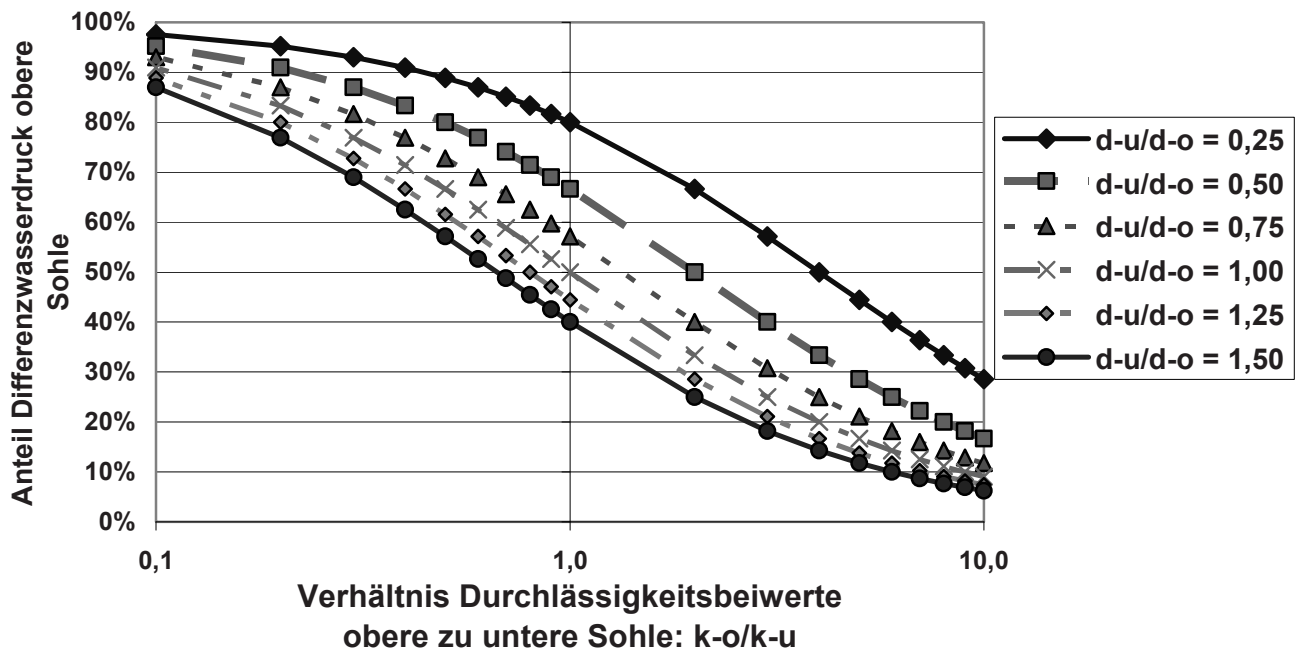


Bild 9: Abbau des Differenzwasserdrucks durch die untere und obere Sohle in Abhängigkeit der Dicken und der Durchlässigkeitsbeiwerte der unteren und oberen Sohle

Bei gleichen Durchlässigkeitsbeiwerten - $k_o/k_u = 1$ - und Dicke - $d_u/d_o = 1$ - bauen die beiden Sohlen den vorhandenen Differenzwasserdruck zu 50% ab, siehe Bild 9. Daraus folgt eine statische Beanspruchung der unteren Sohle, die nach den Ausschreibungsplänen nicht vorgesehen ist.

Ist die Dicke der planmäßig statisch beanspruchten Sohle z.B. doppelt so groß wie die der untenliegenden Dichtsohle - $d_u/d_o = 0,5$ - erfolgt der Abbau des Wasserdrucks bei gleichen Durchlässigkeitsbeiwerten - $k_o/k_u = 1$ - zu ca. 70% durch die obere Sohle, verbunden mit der entsprechenden höheren statischen Beanspruchung.

Bei ungleichen Durchlässigkeitsbeiwerten der beiden Sohlen $k_o \neq k_u$ übernimmt die Sohle mit dem geringeren Durchlässigkeitsbeiwert einen höheren Anteil am Abbau des Differenzwasserdrucks wie im Fall gleicher Durchlässigkeitsbeiwerte.

Die erreichbaren Durchlässigkeitsbeiwerte sind u. a. abhängig vom anstehenden Boden, der Art der Ausführung und der Bindemittelsuspension. Nach den vorliegenden Erfahrungen ist es nicht möglich, die zu erreichenden Systemdurchlässigkeiten gleichzeitig mit einer Obergrenze und Untergrenze einzuhalten, deren Bandbreite im Bereich der von natürlichen Böden läge. Solches vertraglich zu vereinbaren entspräche nicht dem Stand der Technik. Hinzu kommt, dass eine Überprüfung bzw. Ermittlung der Systemdurchlässigkeiten jeweils der oberen und der unteren Sohle nur mit hohem Aufwand möglich wäre und bisher nie ausgeführt wurde.

Die erreichten Systemdurchlässigkeiten haben jedoch, wie dargestellt, einen erheblichen Einfluss auf die Verteilung der auf die beiden Sohlen wirkenden Auftriebskräfte. Sofern diese nur von der oberen Sohle aufgenommen und über Auftriebspfähle abgetragen werden sollen, müssen die auf die untere Sohle wirkenden Auftriebskräfte über das dazwischen liegende Bodenpaket mit verträglichen Verformungen auf die obere Sohle übertragen werden. Ob dies aufgrund der Steifigkeitsunterschiede zwischen Sohle und Boden möglich ist, wäre mit numerischen Berechnungen weiter zu untersuchen. Sofern dies nicht möglich ist, kann eine statische Beanspruchung der unteren Sohle sowie eine Kraftereinleitung in die Auftriebspfähle nicht verhindert werden. Die Bemessung der einzelnen Bauteile muss dann im Rahmen der aufgezeigten Bandbreiten der möglichen Belastungsanteile erfolgen. Die in der Planung dargestellte Trennung zwischen Dichtsohle und Auftriebssohle ist in dieser Form nicht möglich.

Sofern man die obere Sohle planmäßig mit Öffnungen versieht, um den Aufbau des Wasserdrucks zu verhindern, erfolgt der Abbau des Differenzwasserdrucks ausschließlich durch die untere Sohle, die dann auch durch die Auftriebskräfte belastet wird. Eine Aufnahme und Ableitung der Auftriebskräfte durch die obere Sohle erfolgt nur dann, wenn diese Kräfte, wie oben erläutert, durch das Bodenpaket bei verträglichen Verformungen auf die obere Sohle übertragen werden können, die diese dann über Auftriebspfähle o. ä. in den Baugrund ableitet.

Das Unterteilen der Funktionen Dichtwirkung und Aufnahme der Auftriebskräfte in zwei Sohlscheiben bietet gegenüber der Herstellung einer Sohlscheibe mit gleicher Gesamtdicke keinen Ausführungsvorteil. Sowohl die Bemessung als auch die Herstellung sind mit Schwierigkeiten verbunden, die zu keiner Erhöhung der Ausführungssicherheit führen. Vorteilhaft ist es, die erforderliche Sohlstärke in einem Arbeitsvorgang mit einer Bohrung in einem Zuge herzustellen und hierbei bekannte Entwurfsgrundsätze zu beachten. Hierzu

zählen u. a. das Vermessen jeder Bohrung sowie eine ausreichend häufige Kontrolle des erreichten Säulendurchmessers.

6 Dichtsohlen mit Weichgelunterdeckelung

Als Variante zu der vorgenannten Lösung wurde diskutiert, eine hoch oder halbhoch liegende und rückzuverankernde Sohle zur Erhöhung der Ausführungssicherheit mit einer Weichgelsohle zu unterdeckeln.

Die halbhoch oder hoch liegende Dichtsohle, hergestellt im Düsenstrahlverfahren, wird zur Aufnahme der Auftriebskräfte mit Kleinbohrpfählen rückverankert. Unterhalb der Düsenstrahlsohle wird eine Weichgelsohle ausgeführt, welche gegebenenfalls in der Düsenstrahlsohle vorhandene Fehlstellen abdichten soll.

Würde die Weichgelsohle vor der Düsenstrahlsohle hergestellt, könnten Düs Hindernisse aus den bestehenden Injektionsrohren und der sie ggf. umschließenden Mantelmischung mit einer höheren Wahrscheinlichkeit zu Fehlstellen in der auch statisch beanspruchten Sohle führen. Für die Ermittlung des Injektionsrasters sind bei entsprechenden Tiefen wie auch für bei der Herstellung von Düsenstrahlsohlen die möglichen Bohr- oder Rammabweichungen zu berücksichtigen. Die Reichweite der Injektion liegt in aller Regel unter der Reichweite des Düsenstrahls, so dass das Raster für die Injektionssohle enger gewählt werden muss als das Raster für die Düsenstrahlsohle, siehe Bild 10.

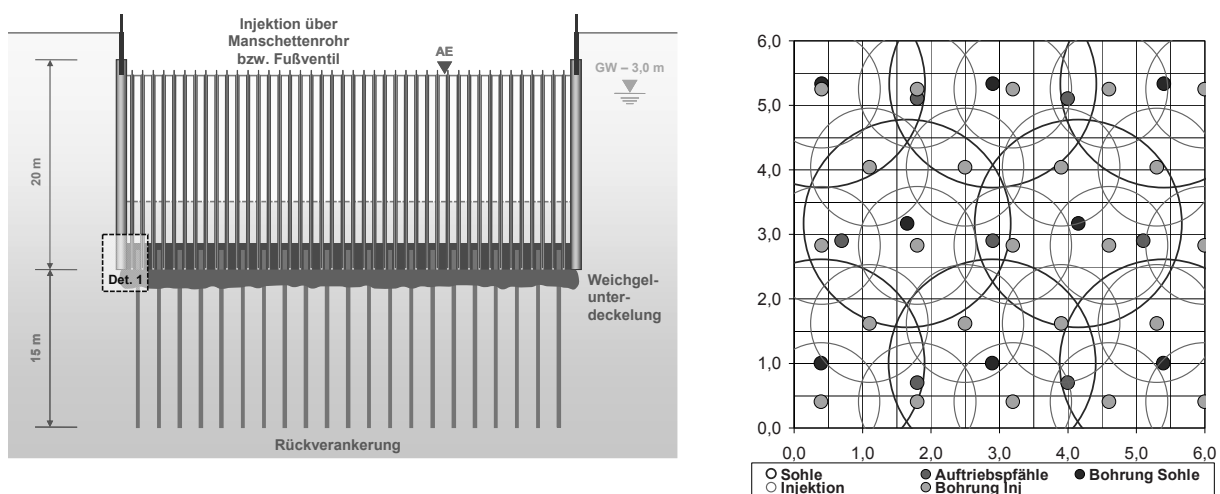


Bild 10: links: Unterdeckelung einer halbhoch liegenden Düsenstrahlsohle mit einer Weichgelsohle,
rechts: Schnitt und Raster für Düsenstrahlsohle, Weichgelsohle und Auftriebspfähle

Führt man die Bohrungen für das Einbringen der Injektionsrohre oder Manschettenrohre nach Fertigstellung der Dichtsohle aus, so muss die vorhandene Dichtsohle zusätzlich zum Einbau der Auftriebspfähle durchbohrt werden. Alle Bohrungen durch die Düsenstrahlsohle müssen, auch beim Einbau der Injektionsrohre, mit einer Suspension mit hoher Festigkeit verfüllt werden. Das Auffüllen mit einer üblichen Mantelmischung wäre aufgrund der

statischen Beanspruchung der Sohle nur mit entsprechenden Nachweisen der Tragwirkung aufgrund der Schwächung durch die Bohrungen ausführbar.

Für das Aufsprengen der Injektionsventile unterhalb der Sohle ergeben sich daraus deutlich höhere Drücke wie bei Verwendung einer üblichen Mantelmischung.

Die Planung und Ausführung von Injektionssohlen erfordert eine detaillierte Baugrunderkundung im Bereich der Sohlentiefe, da das Einbringverhalten der Injektion und somit die Reichweite in stärkerem Maß vom vorhandenen Baugrund abhängt als bei der Herstellung einer Düsenstrahlsohle, u. a. von der Feinschichtung und deren Feinanteilen. Vereinfacht dargestellt ist dies in Bild 11 a). Wird die Umschließungswand nicht tiefer geführt als die Düsenstrahlsohle, ergeben sich in den Randbereichen Anschlussprobleme der Weichgelsohle an die vorhandene Düsenstrahlsohle. Die Umschließungswände sollten auf jeden Fall bis unter die Unterkante der geplanten Weichgelsohle geführt werden, woraus sich jedoch höhere Herstellkosten für die Umschließungswände ergeben.

In der Düsenstrahlsohle vorhandene Fehlstellen, die die statische Tragwirkung beeinträchtigen könnten, werden während des Pumpversuchs durch eine Weichgelsohle überbrückt oder verschlossen, sofern die Weichgelsohle ihre Dichtwirkung erfüllt. Während des Pumpversuchs erhält man keine Hinweise auf diese Fehlstellen durch eine höhere Restwassermenge, die Fehlstellen werden kaschiert. Aus den geringen Restwassermengen wird, wie bereits erwähnt, häufig auf eine ausreichende statische Tragwirkung geschlossen. Aufgrund der gewählten Bauart kann jedoch nicht ausgeschlossen werden, dass es durch eine Erosion der Weichgelschicht im Bereich der Fehlstellen zu einem plötzlichen Sohlaufbruch kommt, siehe Bild 11 b). Dies muss nicht unmittelbar nach Erreichen der Endaushubtiefe erfolgen. Zu einem Sohlaufbruch kann es auch erst nach längerer Belastungszeit durch den Wasserdruck kommen.

Dies gilt für horizontal als auch geneigt auszuführende Sohlen oder das Einschließen oder Einkapseln vorhandener Hindernisse oder Bauteile durch Weichgelkubaturen in Höhe oder unmittelbar unter halbhoch oder hoch liegenden Düsensohlen.

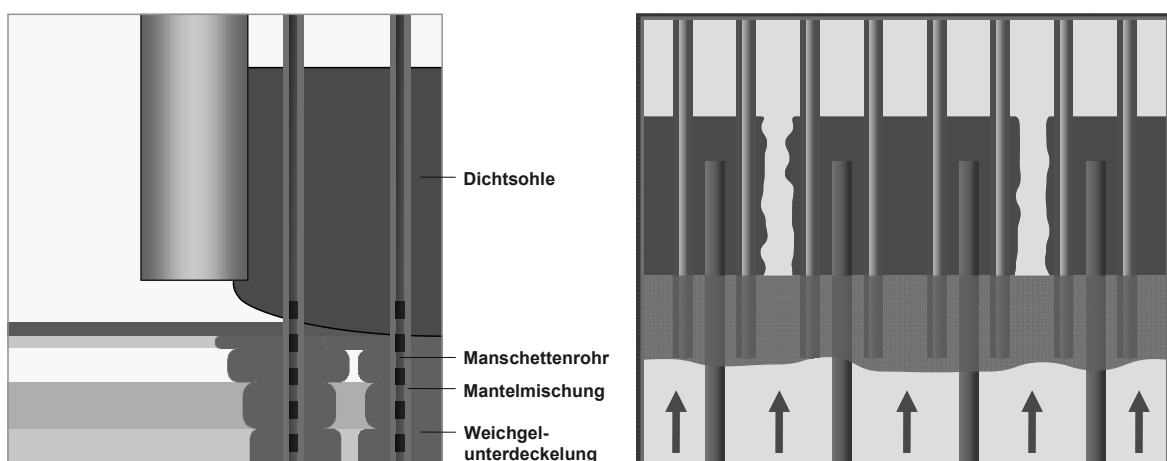


Bild 11: a) Anschluß Weichgel an Baugrubenwand und vorhandene Düsenstrahlsohle
b) Belastung einer Weichgelsohle im Bereich von Fehlstellen in der Düsenstrahlsohle durch den Differenzwasserdruck

Die üblichen und möglichen Kontrollen im Zuge eines Pumpversuches durch das Messen der Restwassermenge und gegebenenfalls auch von Temperaturprofilen haben durch unterlagernde Weichgelsohle nur einen begrenzten Aussagewert. Wenn im Bereich einer gegebenenfalls vorhandenen größeren Fehlstelle die Weichgelsohle durch einen hohen Differenzwasserdruck von 10 m und mehr beansprucht wird, kann eine solche Weichgelsohle diese Belastung gegebenenfalls nicht dauerhaft aufnehmen. Das Risiko ist noch höher einzuschätzen, wenn das Aushubniveau ohne oder nur mit einem geringen Abstand zur vorhandenen Dichtsohle geplant und ausgeführt wird.

Man kann dagegen anführen, dass die Sohle für das Einbringen der Injektion und der Auftriebspfähle mehrfach zu durchbohren ist, und aus diesem Grund ein sehr genauer Aufschluss über die tatsächlich erreichte Sohlstärke vorläge.

Bei einem Raster der Düsenstrahlsohle von $5,0 \text{ m}^2$, der Injektionssohle unter Berücksichtigung von Bohrabweichungen von $2,0 \text{ m}^2$ und der Auftriebspfähle von $4,0 \text{ m}^2$ muss die hergestellte Düsenstrahlsohle auf einer Fläche von 1.000 m^2 ca. 750-mal durchbohrt werden. Bei einem Bohrdurchmesser von 180 mm entspricht dies ca. 2% der Sohlfläche. Alle Bohrungen müssen mit einer Suspension mit ausreichender Festigkeit verschlossen werden, so dass die statische Tragwirkung der Sohle mit ausreichender Erosionssicherheit gegeben ist.

7 Schlussfolgerungen

Bei Umschließungswänden ist eine Kontrolle der Lage und des Querschnitts der einzelnen Schlitzwandlamellen, Pfähle oder DSM-Säulen maßgebendes Element, um die erforderliche Abdichtung gegen Grundwasser herzustellen. Die Abmessungen sind durch das eingesetzte Werkzeug mehr oder weniger vorgegeben. Bei Injektionen, Düsenstrahlarbeiten und Vereisungen ist neben der Kontrolle der Lage der Bohrungen und Lanzen auch eine Überprüfung der baugrundabhängigen Reichweite durch z.B. Probeelemente, Messungen und Qualitätssicherung während der Ausführung notwendig.

Bei Planungen von Abdichtungsaufgaben müssen die Einwirkungen auf die einzelnen Elemente während der Herstellung und bei Ingebrauchnahme sowie die erforderlichen und möglichen Kontrollen zur Überprüfung der Abdichtungs- und ggf. Tragwirkung bewertet werden.

Die aufgezeigten Lösungen zur Verbesserung der Ausführungsqualität von Dichtsohlen, vor allem für hoch liegende oder halbhoch liegende Sohlen zeigen, dass der hiermit verbundene Aufwand nicht zwingend mit einer höheren Ausführungssicherheit verbunden ist. Im Fall der doppelt gedüsten halb hoch oder hoch liegenden Sohlen wird die Beanspruchung der Bauteile durch die baugrundbedingten Schwankungen der Produkteigenschaften beeinflusst. Dies muss in der Bemessung und Bewertung der auftretenden Verformungen berücksichtigt werden.

Bei einer Unterdeckelung von Düsenstrahlsohlen mit Weichgel verlieren zur Verfügung stehende Kontroll- und Prüfmöglichkeiten ihre Aussagekraft, so dass das Risiko plötzlicher Sohlaufbrüche im Zuge des Pumpversuchs fast nicht mehr überprüft und bewertet werden kann.

Es kann darüber hinaus nicht ausgeschlossen werden, dass mit dem erhöhten Aufwand an Zeit und Kosten für die Herstellung der Sohlabdichtung keine Reduzierung, sondern eine Erhöhung des Ausführungsrisikos erreicht wird. Vorteilhafter sind dagegen robuste Planungen, die neben der Überprüfbarkeit der Qualität eine ausreichende Fehlertoleranz gegenüber unvermeidlichen und nicht volumendeckend durch Baugrunduntersuchungen erkundbaren Schwankungen der Baugrundeigenschaften aufweisen.

8 Literatur

Bieberstein, A., Herbst, J., Brauns, J. (1999) „Hochliegende Dichtungssohlen bei Baugrubenumschließungen“, Geotechnik, Nr.2, Jg. 22, S. 114-123

Kirsch F. und Sondermann W. (2002) „Zur Gewölbestabilität über Soilcrete-Körpern“, Vortrag zum 9. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium 2002, S. 85-101

Trunk, U. (2007): Düsenstrahlverfahren mit Luftummantelung – ein schädliches Verfahren? Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, „Geotechnik – aus Schäden lernen“, Mitteilungen des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, Heft 39, S. 125-144

Trunk, U., Kühner, W., Niemetz, G. (2009) „Düsenstrahl- und Injektionsarbeiten: Möglichkeiten und Grenzen bei Baugruben, Unterfangungen und Gebäudesicherungen im innerstädtischen Bereich“, Vorträge beim Seminar LGA Praxis Geotechnik, Nürnberg, 20.10.2009

Ziegler, M., Aulbach, B. (2010) „Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei tiefen und schmalen Baugruben in nichtbindigem Baugrund“, Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, „Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk“, Mitteilungen des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik

Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei tiefen und schmalen Baugruben in nichtbindigem Baugrund

Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler, Dipl.-Ing. Benjamin Aulbach
Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen

1 Allgemeines

Wenn der Boden vor einer Verbauwand infolge einer nach oben gerichteten Strömungskraft gewichtslos wird, kommt es zum sogenannten hydraulischen Grundbruch. Dies geschieht in der Regel so plötzlich, dass Gegenmaßnahmen meist wirkungslos bleiben, wenn bereits erste Anzeichen zu erkennen sind. Innerhalb kürzester Zeit kommt es zum schlagartigen Aufbrechen der Baugrubensohle und große Mengen an Boden und Wasser werden in die Baugrube gespült. Trotz dieser Gefahr, welche von einem hydraulischen Grundbruch ausgeht, werden oftmals einfache Näherungsverfahren verwendet, um die Sicherheit nachzuweisen. Im Rahmen dieses Beitrags soll zunächst anhand eines einfachen Beispiels aufgezeigt werden, dass die Anwendung einfacher Näherungsverfahren gerade bei schmalen Baugruben zu unsicheren Ergebnissen führen kann. Weiterhin werden Untersuchungsergebnisse vorgestellt, mithilfe derer eine einfache und sichere Ermittlung der für die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderlichen Einbindetiefe in homogenem und isotropem Baugrund möglich ist.

Nach DIN 1054 ist die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch durch eine Gegenüberstellung der günstig wirkenden Gewichtskraft des Bodens unter Auftrieb G'_k und der ungünstig wirkenden, nach oben gerichteten Strömungskraft S'_k multipliziert mit den jeweiligen Teilsicherheitsbeiwerten $\gamma_{G,stab}$ bzw. γ_H nachzuweisen.

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,stab} \quad (1)$$

Hierbei ist die Strömungskraft „in der Regel durch Auswertung des Strömungsnetzes zu ermitteln“ und alle ungünstigen Einflüsse, „insbesondere eine Bodenschichtung mit einer Konzentration des Druckgefälles in der aufbruchgefährdeten Bodenschicht sowie die räumliche Wirkung bei schmalen, runden oder rechteckigen Baugruben“ [DIN 1054], sind zu berücksichtigen. Allerdings lässt DIN 1054 in „überschaubaren“ Fällen auch Näherungslösungen zu. Es finden sich in DIN 1054 jedoch keine näheren Erläuterungen dazu, wann „überschaubare“ Fälle vorliegen und welche Näherungslösungen verwendet werden dürfen. Bezüglich des zu untersuchenden Bodenkörpers besagt DIN 1054 weiterhin, dass dessen Breite b in der Regel gleich der halben Einbindetiefe T der Stützwand angenommen werden darf. Dies entspricht dem nach Terzaghi benannten Terzaghi-Körper.

Ergänzend zur DIN 1054 existieren diverse Literaturquellen und Empfehlungen zum Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch wie beispielsweise die Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ - kurz EAU. Nach EAU (2004) kann der Nachweis auch vereinfacht am Stromfaden geführt. Hierbei reduziert sich die Nachweisglei-

chung auf eine Gegenüberstellung der Wichte des Wassers γ_w multipliziert mit dem hydraulischen Gradienten i und der Wichte des Bodens unter Auftrieb γ' .

$$(\gamma_w \cdot i) \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (2)$$

2 Berechnungsbeispiel

Zur Verdeutlichung welche Konsequenzen sich aus der Verwendung einfacher Näherungsverfahren ergeben können, wird die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zunächst für die in Bild 1 dargestellte breite Baugrube mit $B = 50 \text{ m}$ und anschließend für die gleiche Baugrube, jedoch mit einer wesentlich geringeren Breite von $B = 5 \text{ m}$ (vgl. Bild 4), mithilfe verschiedener Verfahren überprüft.

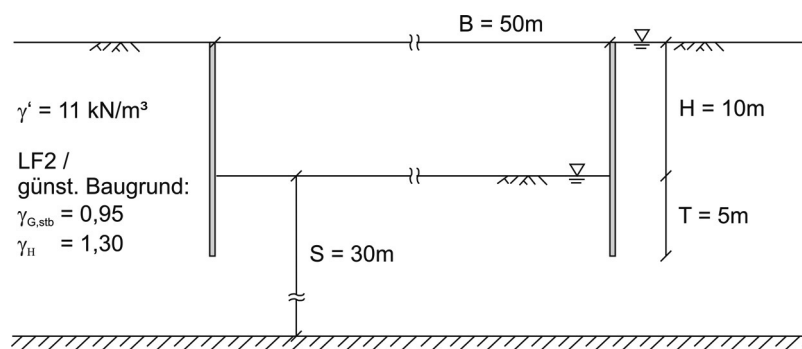


Bild 1: Berechnungsbeispiel „breite Baugrube“

Die Tiefe der Baugrube entspricht gleichzeitig der Wasserspiegeldifferenz und beträgt $H = 10 \text{ m}$. Die Einbindetiefe des Verbaus wird zu $T = 5 \text{ m}$ und die Mächtigkeit des Aquifers zu $S = 30 \text{ m}$ angenommen. Weiterhin beträgt die Wichte unter Auftrieb des homogenen, isotropen Bodens $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$. Der Baugrund ist als günstig einzustufen, so dass sich nach DIN 1054 die Teilsicherheitsbeiwerte im Lastfall 2 zu $\gamma_{G, \text{stb}} = 0,95$ und $\gamma_H = 1,30$ ergeben. Desweiteren wird angenommen, dass ebene Anstromverhältnisse vorliegen und somit ein zweidimensionales Problem vorliegt.

Das einfachste Verfahren zu Ermittlung des am Verbauwandfuß noch abzubauenen Restpotentials Δh bzw. des hydraulischen Gradienten i stellt die Annahme eines linearen Potentialabbaus auf einem Stromfaden dar, welcher direkt an der Verbauwand entlang führt.

$$\Delta h = H \cdot \frac{T}{H + 2 \cdot T} = 10 \text{ m} \cdot \frac{5 \text{ m}}{10 \text{ m} + 2 \cdot 5 \text{ m}} = 2,5 \text{ m} \quad (3)$$

Der hydraulische Gradient berechnet sich dann zu:

$$i = \frac{\Delta h}{T} = \frac{2,5 \text{ m}}{5 \text{ m}} = 0,5 \quad (4)$$

und der Ausnutzungsgrad beträgt

$$\mu = \frac{9,49 \text{ kN/m}^3}{10,45 \text{ kN/m}^3} = 0,91.$$

Demnach lässt sich auch nach dem Verfahren von Brinch Hansen die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nachweisen.

Zusätzlich zur Anwendung der beiden Näherungsverfahren wird der Nachweis am Terzaghi-Körper geführt, wofür die Strömungskraft, wie nach DIN 1054 eigentlich gefordert, durch Auswertung eines Strömungsnetzes ermittelt wird. Das aus numerischen Berechnungen erhaltene Potentialliniennetz sowie die Verteilung des Restpotentials in Höhe des Verbauwandfußes sind in Bild 3 dargestellt.

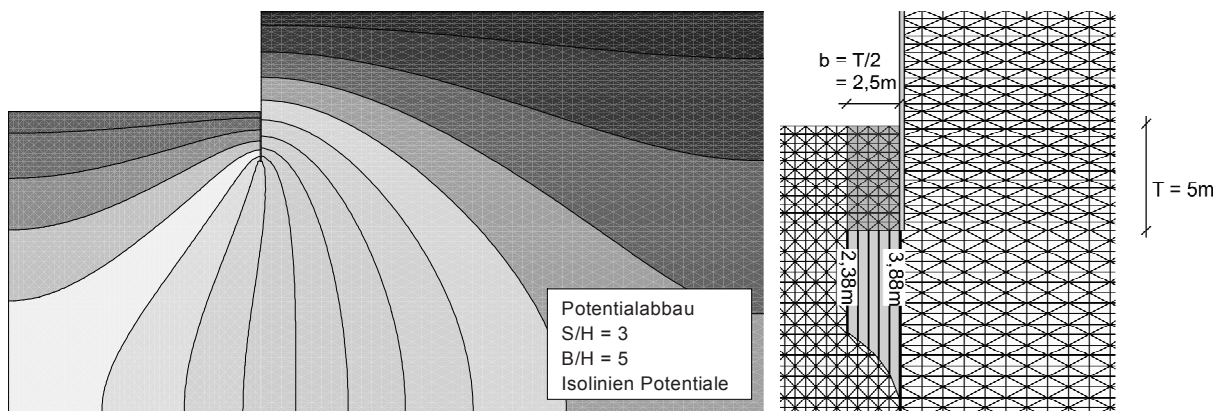


Bild 3: Potentialverteilung aus numerischer Berechnung

Der Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch gemäß Gleichung (1) ergibt sich dann zu:

$$(\gamma_w \cdot i) \cdot V \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot V \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$$

$$\gamma_w \cdot \frac{\Delta h}{T} \cdot T \cdot A \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot T \cdot A \cdot \gamma_{G, \text{stb}} \quad (7)$$

$$\gamma_w \cdot \Delta h \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot T \cdot \gamma_{G, \text{stb}}$$

Hierbei sind V das Volumen des Terzaghi-Körpers, A die Fläche im Schnitt und Δh das in Höhe des Verbauwandfußes über die Grundfläche gemittelte noch abzubauen Restpotential, welches im vorliegenden Fall

$$\Delta h = 2,97 \text{ m}$$

beträgt. Damit lautet der Nachweis

$$10 \text{ kN/m}^3 \cdot 2,97 \text{ m} \cdot 1,30 \leq 11 \text{ kN/m}^3 \cdot 5 \text{ m} \cdot 0,95$$

$$38,61 \text{ kN/m}^2 \leq 52,25 \text{ kN/m}^2$$

und der Ausnutzungsgrad beträgt

$$\mu = \frac{38,61 \text{ kN/m}^2}{52,25 \text{ kN/m}^2} = 0,74.$$

Somit lässt sich für das betrachtete Beispiel mit jedem der hier angewandten Nachweisverfahren eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nachweisen.

Im Folgenden wird nun eine schmale Baugrube mit einer Breite von $B = 5 \text{ m}$ betrachtet.

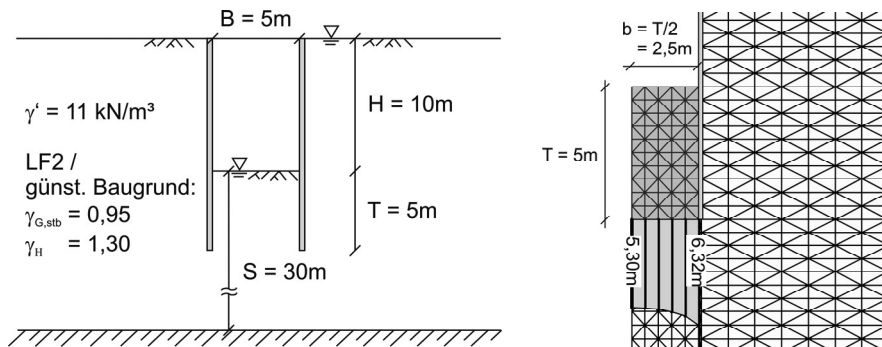


Bild 4: Berechnungsbeispiel „schmale Baugrube“ mit Potentialverteilung

Abgesehen von der Breite entsprechen alle anderen Randbedingungen und Parameter dem zuvor betrachteten Berechnungsbeispiel „breite Baugrube“.

Da der lineare Potentialabbau und das Verfahren nach Brinch Hansen die Breite der Baugrube, wie übrigens auch die Mächtigkeit des Aquifers, in keinerlei Weise berücksichtigen, ergibt sich mit diesen Verfahren unabhängig davon ob es sich um eine breite oder um eine sehr schmale Baugrube handelt immer die gleiche Sicherheit. Folglich ergeben sich auch für das geänderte Berechnungsbeispiel keinerlei Änderungen gegenüber dem zuvor betrachteten Fall.

Durch Auswertung eines Strömungsnetzes (vgl. Bild 4) ergibt sich hingegen ein gegenüber der breiten Baugrube größeres noch abzubauenendes Restpotential von

$$\Delta h = 5,62 \text{ m}$$

und die Nachweisgleichung lautet:

$$10 \text{ kN/m}^3 \cdot 5,62 \text{ m} \cdot 1,30 \leq 11 \text{ kN/m}^3 \cdot 5 \text{ m} \cdot 0,95$$

$$73,06 \text{ kN/m}^2 \leq 52,25 \text{ kN/m}^2$$

Mit einem Ausnutzungsgrad von

$$\mu = \frac{73,06 \text{ kN/m}^2}{52,25 \text{ kN/m}^2} = 1,40$$

lässt sich somit keine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mehr nachweisen, wenn die Strömungskraft durch Auswertung eines Strömungsnetzes ermittelt wird, wodurch die tatsächlichen geometrischen Randbedingungen und somit auch die Breite der Baugrube berücksichtigt werden.

3 Einfluss der Baugrubenbreite auf die Sicherheit

Das vorangegangene Berechnungsbeispiel zeigt, dass die Breite einer Baugrube wesentlichen Einfluss auf die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch hat. In Bild 5 sind die Potentialverteilungen der beiden Baugruben nochmals gegenübergestellt.

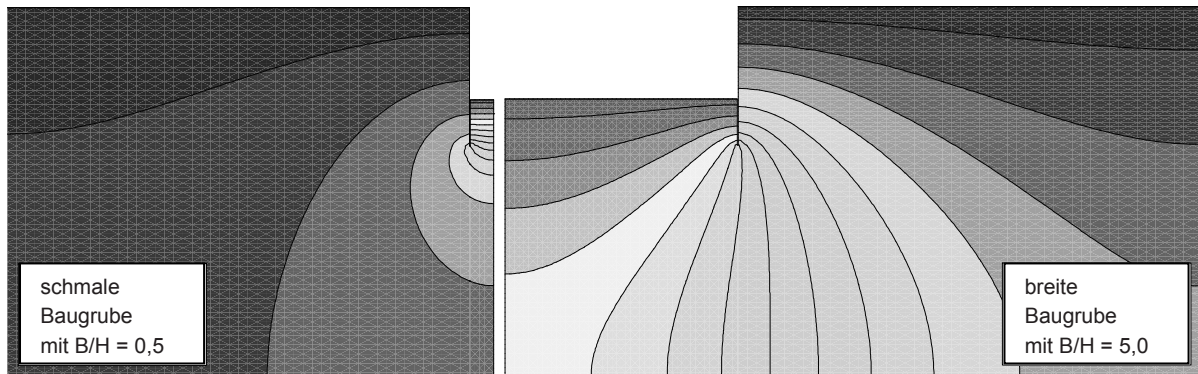


Bild 5: Potentialverteilung einer schmalen und einer breiten Baugrube

Man sieht, dass bei der schmalen Baugrube eine Konzentration der Potentialschritte und damit auch des Potentialabbaus im Baugrubeninneren stattfindet, wohingegen bei der breiten Baugrube eine relativ gleichmäßige Verteilung vorliegt. Dies liegt daran, dass aus Gründen der Kontinuität bei kleiner werdendem Durchflussquerschnitt eine Erhöhung der Fließgeschwindigkeit und damit auch eine Erhöhung des hydraulischen Gradienten bzw. des abzubauenen Potentials erfolgt.

Zur Verdeutlichung wurden weitere Berechnungen für verschieden breite Baugruben durchgeführt und hinsichtlich des noch abzubauenen Restpotentials ausgewertet.

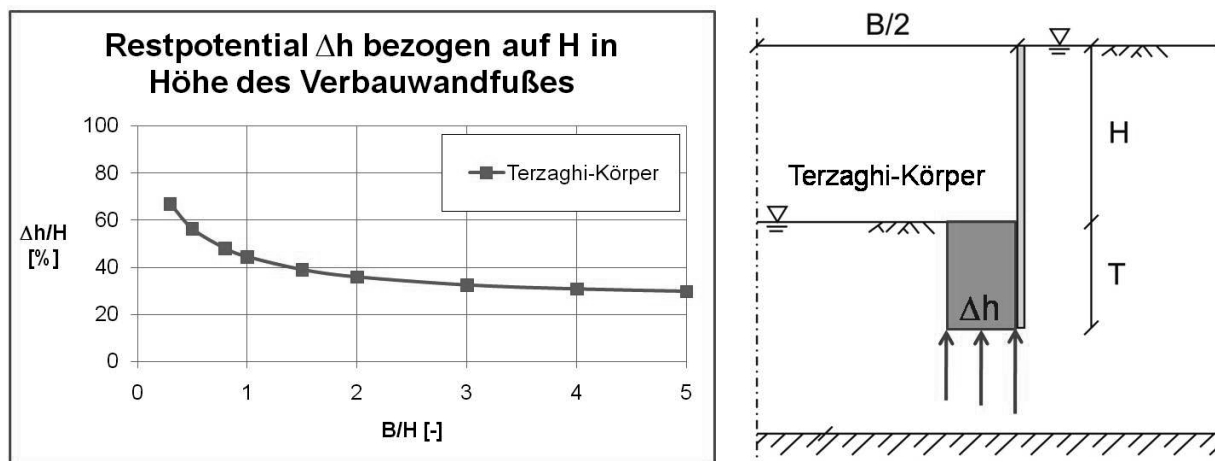


Bild 6: Abzubauenendes Restpotential in Abhängigkeit von der Baugrubenbreite

Anhand von Bild 6 ist zu erkennen, dass das auf den Terzaghi-Körper bezogene noch abzubauenende Restpotential mit abnehmender Baugrubenbreite zunächst leicht und ab einem Verhältnis von $B/H \approx 1,5$ stark zunimmt. Während bei einer Breite von $B/H = 5,0$ noch etwa

30% der gesamten Wasserspiegeldifferenz abzubauen sind, verbleibt bei einer Breite von $B/H = 0,5$ mit etwa 60% bereits nahezu das doppelte Restpotential.

Dies spiegelt sich auch direkt in der Sicherheit wieder wie Bild 7 zeigt.

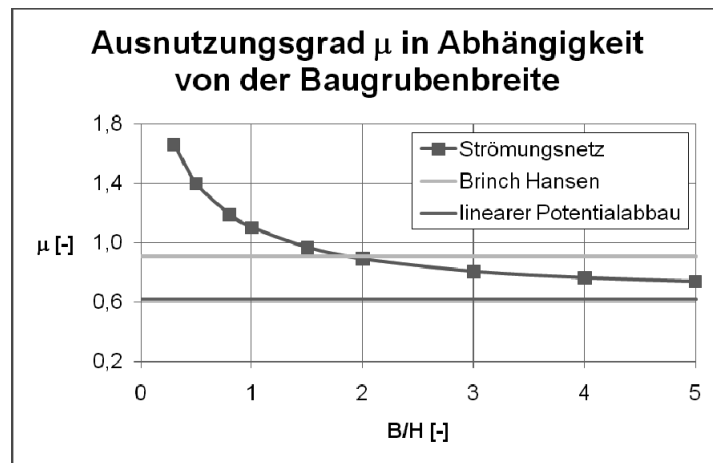


Bild 7: Ausnutzungsgrad in Abhängigkeit von der Baugrubenbreite

Anhand des Ausnutzungsgrades zeigt sich, dass dieser für eine auf der Auswertung eines Strömungsnetzes beruhenden Nachweisführung ebenfalls mit abnehmender Baugrubenbreite stark zunimmt. Für das betrachtete Beispiel lässt sich ab $B/H < 1,5$ keine ausreichende Sicherheit mehr nachweisen. Wie bereits erwähnt bleibt der Ausnutzungsgrad bei Verwendung der Näherungsverfahren hingegen konstant und es wird bei schmalen Baugruben eine nicht vorhandene Sicherheit vorgetäuscht.

Aus diesem Grund muss gerade bei schmalen Baugruben davor gewarnt werden, einfache Näherungsverfahren zu verwenden, welche nicht die geometrischen Randbedingungen und insbesondere die Baugrubenbreite berücksichtigen.

4 Untersuchungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch

Die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe auf der Grundlage von Strömungsnetzen berücksichtigt automatisch die geometrischen Randbedingungen, da das Strömungsnetz und die daraus erhaltene Strömungskraft von den Randbedingungen selbst abhängen. Da die iterative Bestimmung der erforderlichen Einbindetiefe mittels Strömungsnetzen sehr aufwendig sein kann, falls diese nicht schon z.B. aus statischen Erfordernissen vorgegeben ist, wurde ein Forschungsvorhaben mit dem Ziel initiiert, Bemessungsdiagramme aufzustellen, mithilfe derer die erforderliche Einbindetiefe in Abhängigkeit von den geometrischen Randbedingungen einfach ermittelt werden kann. Das Forschungsvorhaben wurde in Zusammenarbeit mit der Wayss&Freytag Ingenieurbau AG durchgeführt und vom Deutschen Institut für Bautechnik gefördert. Weitere Unterstützung in Form der kostenlosen Bereitstellung des Programmsystems Sofistik-HYDRA erfolgte durch die Sofistik AG. Im Rahmen dieses Forschungsvorhabens wurden sowohl zwei- als auch dreidimensionale Untersuchungen für homogenen und isotropen Baugrund durchgeführt. Diese Untersuchungen basieren auf der Auswertung von Strömungsnetzen, welche mittels numerischer Berechnungen erhalten wurden.

4.1 Untersuchungen im ebenen Fall

Ohne den Ansatz von Reibungskräften wäre ein infinitesimal kleiner Streifen bzw. ein Stromfaden an der Verbauwand der maßgebende Bruchkörper für den Nachweis der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch, da direkt an der Verbauwand das noch abzubauenende Potential am größten ist (vgl. Bild 3). Tatsächlich wirkt aber eine Reibungskraft, so dass der maßgebende Bruchkörper eine endliche Dicke aufweist. Mit zunehmender Breite des betrachteten Bruchkörpers geht dann aber der Einfluss der Reibungskraft wieder zurück. Es wurden deshalb vor den eigentlichen Berechnungen zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe Voruntersuchungen zur maßgebenden Bruchkörperbreite angestellt. Wie in Bild 8 dargestellt ist, sind im Boden Vertikal- und Horizontalspannungen vorhanden, die wiederum Schubspannungen und daraus resultierende Reibungskräfte bewirken.

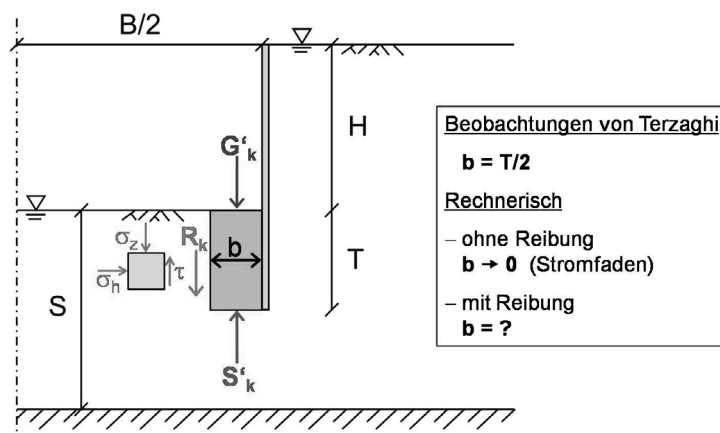


Bild 8: Einwirkungen am Bruchkörper

Daher wurde für die Voruntersuchungen eine Reibungskraft in der Boden-Boden-Fuge mit angesetzt und die Breite des Bruchkörpers variiert. Diese Untersuchungen haben ergeben, dass die größte Ausnutzung bei etwa $b = T/2$ vorhanden ist und damit der Ansatz von Terzaghi zwar nicht zu 100% aber in guter Näherung zutreffend ist. Aufgrund dieses Erkenntnis wurden alle weiteren Untersuchungen zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe – entsprechend DIN 1054 allerdings ohne den Ansatz von Reibungskräften – auf den Terzaghi-Körper bezogen. Näheres hierzu in Ziegler und Aulbach (2009).

In zahlreichen iterativen Berechnungen wurden schließlich die erforderlichen Einbindetiefen für verschiedene Baugrubenbreiten und Aquifermächtigkeiten ermittelt. Hierbei wurde zwischen günstigem und ungünstigem Baugrund unterschieden und jeweils vier verschiedene Wichten in Ansatz gebracht. Durch Auswertung dieser Berechnungen entstanden so insgesamt acht Bemessungsdiagramme im ebenen Fall. Die Diagramme für eine Wichte unter Auftrieb von $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ sind in Bild 9 dargestellt. Weitere Diagramme finden sich bei Ziegler und Aulbach (2009) und Ziegler et al. (2009).

Aufgetragen ist jeweils die erforderliche Einbindetiefe T/H über der Baugrubenbreite B/H . Die Mächtigkeit des Aquifers S/H wird durch unterschiedliche Kurven berücksichtigt. Durch den Bezug der einzelnen Größen auf die Wasserspiegeldifferenz lassen sich die Diagramme für beliebig große Baugruben anwenden.

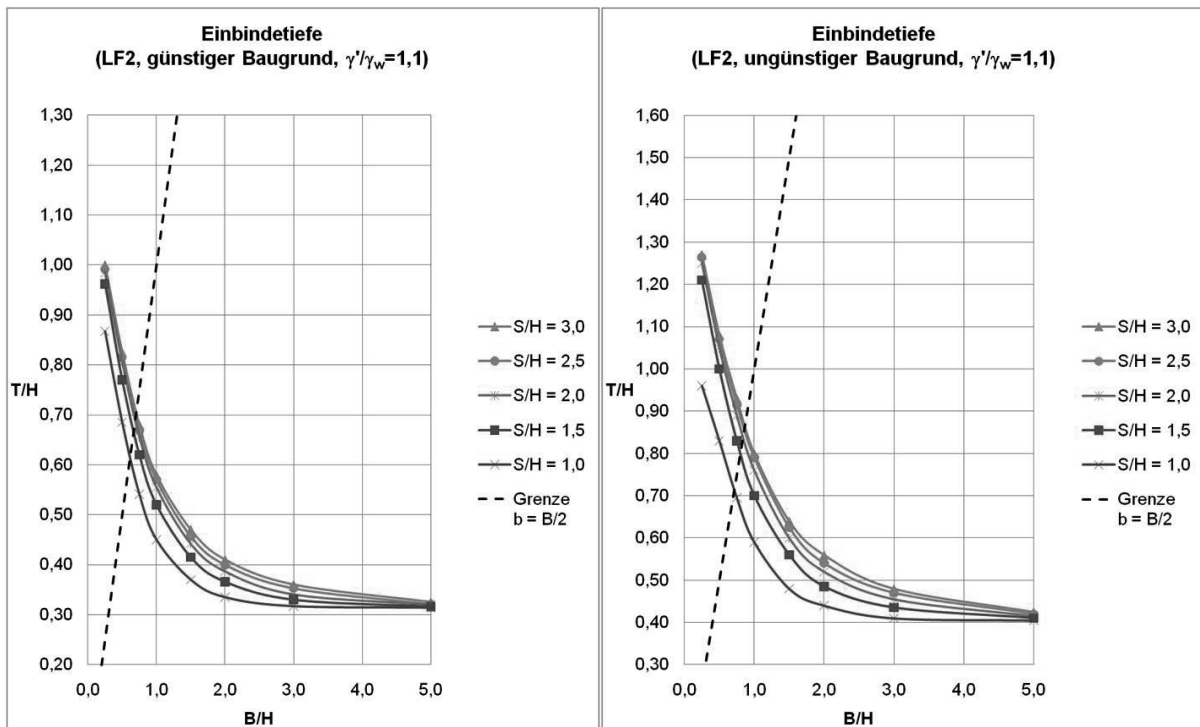


Bild 9: Bemessungsdiagramme im ebenen Fall

Bei sehr schmalen Baugruben wird die erforderliche Einbindetiefe größer als die Baugrubenbreite und der anzusetzende Terzaghi-Körper reicht über die Mitte der Baugrube hinaus. Aus diesem Grund wurde in diesen Fällen der Nachweis ersatzweise an einem Bruchkörper der Breite $b = B/2$ geführt.

Anhand der Diagramme erkennt man nicht nur den bereits erwähnten Einfluss der Baugrubenbreite, sondern auch, dass sich die erforderliche Einbindetiefe mit zunehmender Aquifermächtigkeit ebenfalls erhöht.

Es wurde weiterhin eine Approximation gefunden, mit der die erforderliche Einbindetiefe auf Grundlage der Einbindetiefe für eine Wichte unter Auftrieb von $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ für beliebige Wichten ermittelt werden kann.

$$\frac{T}{H}(\gamma') = \frac{T}{H}(\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3) \cdot \left(\frac{11 \text{ kN/m}^3}{\gamma'} \right)^{\sqrt{2}} \quad (8)$$

Der Vergleich von nach Gleichung (8) erhaltenen Einbindetiefen mit auf der Basis von Strömungsnetzen ermittelten Einbindetiefen weist eine sehr gute Übereinstimmung auf (Ziegler und Aulbach 2009). Einzig bei sehr schmalen Baugruben in Kombination mit geringmächtigen Grundwasserleitern kommt es zu etwas größeren Abweichungen. Da in diesen Fällen die erforderliche Einbindetiefe die Größenordnung der Aquifermächtigkeit erreicht, ist jedoch ohnehin eine Einbindung bis in den Grundwasserstauer empfehlenswert.

4.2 Untersuchungen im räumlichen Fall

Im Anschluss an die zweidimensionalen Untersuchungen wurden Untersuchungen im räumlichen Fall angestellt. Hierbei wurde neben der Baugrubenbreite und der Aquifermächtigkeit auch das Verhältnis der Breite zur Länge der Baugrube B/L (vgl. Bild 10) variiert. Weiterhin wurden die Baugrubenecke, die Stirn- und die Längsseite getrennt voneinander betrachtet und jeweils eine erforderliche Einbindetiefe so bestimmt, dass die Sicherheit an der jeweiligen Stelle gerade gegeben ist.

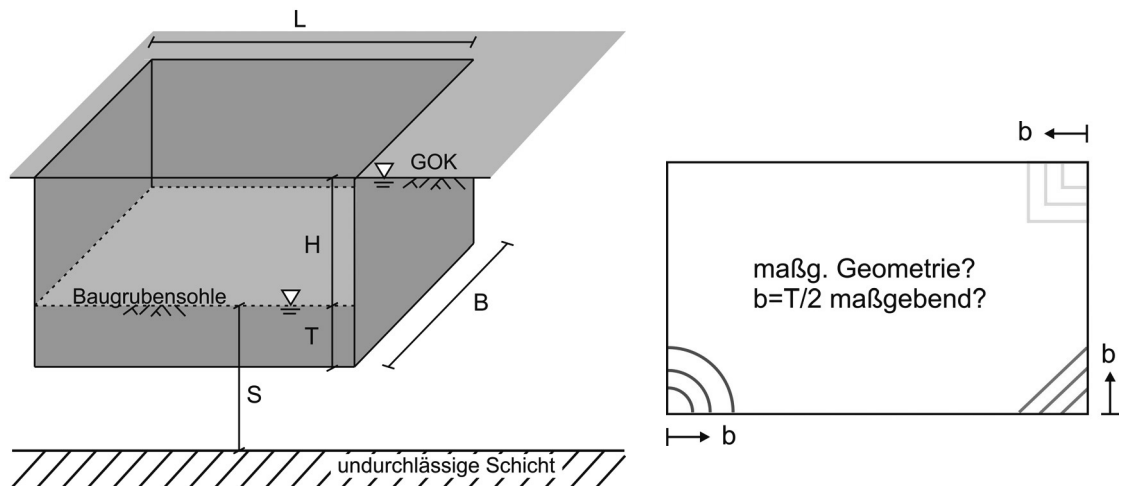


Bild 10: Systemskizze 3D und verschiedene Bruchkörper in der Ecke

Der Nachweis an den Baugrubenseiten kann analog zu 4.1 zweidimensional geführt werden, so dass hierfür keine weiteren Voruntersuchungen notwendig waren. Für den Nachweis in den Ecken wurde jedoch vorab untersucht, welche Bruchkörpergeometrie maßgebend ist (vgl. Bild 10). Diese Voruntersuchungen haben gezeigt, dass ein Dreieck mit einer Kathetenlänge von $b = T/2$ in guter Näherung den ungünstigsten Fall darstellt, so dass die anschließenden Berechnungen auf diesen Bruchkörper bezogen wurden. Näheres hierzu in Ziegler und Aulbach (2009). Für die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe wurde bei sehr schmalen Baugruben an den Seiten analog zum ebenen Fall verfahren und in den Baugrubenecken, wie in Bild 11 skizziert, anstatt des Dreiecks ein im Grundriss quadratischer Bruchkörper der Seitenlänge $b = B/2$ angesetzt.



Bild 11: Bruchkörper in der Ecke bei sehr schmalen Baugruben

Im räumlichen Fall wurde zunächst nur günstiger Baugrund mit einer Wichte unter Auftrieb von $\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$ untersucht. Für die Verhältnisse $B/L = 0,5$ und $0,3$ entstanden jeweils drei Diagramme für die Ecke, die Stirn- und die Längsseite (vgl. Ziegler et al. 2009) und für die quadratische Baugrube mit $B/L = 1,0$ die beiden in Bild 12 dargestellten Diagramme für die Ecke und die Stirn- bzw. Längsseite.

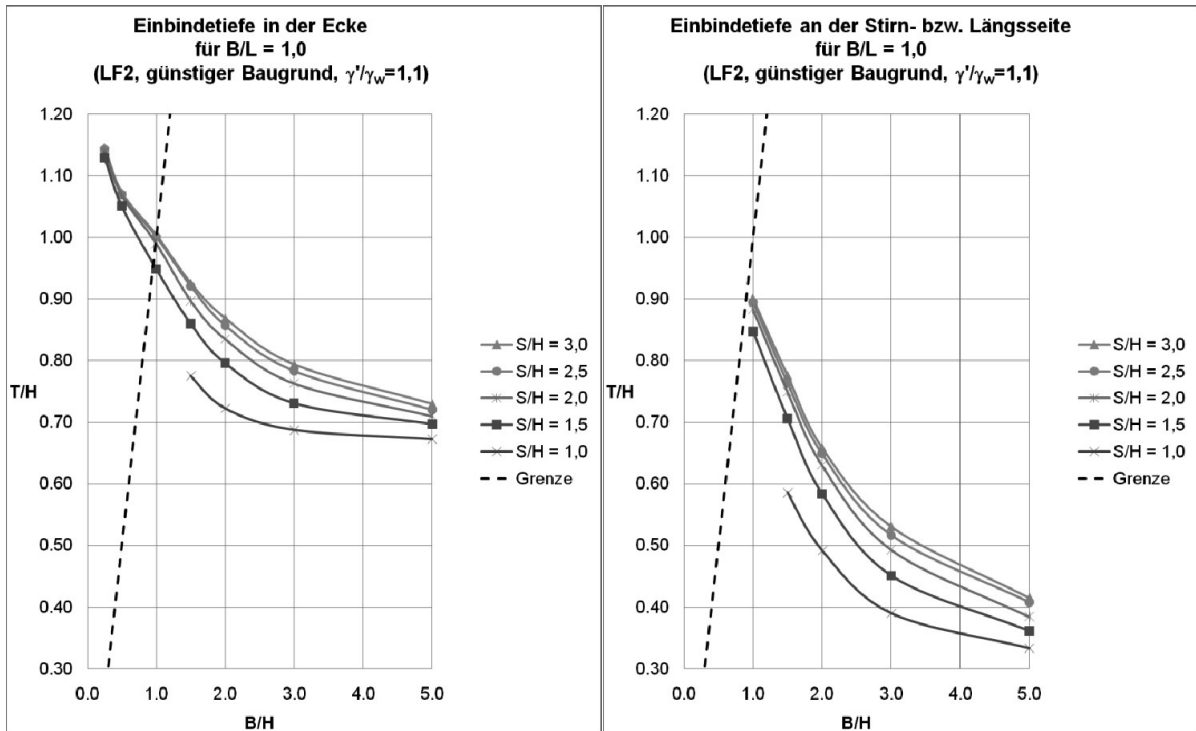


Bild 12: Bemessungsdiagramme im räumlichen Fall

Auch im räumlichen Fall ist der Einfluss der Baugrubenbreite und der Aquifermächtigkeit deutlich erkennbar. Weiterhin ist zu sehen, dass in der Ecke, bedingt durch die räumlichen Anstromverhältnisse, wesentlich größere Einbindetiefen erforderlich sind.

Um eine ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zu gewährleisten, könnte man die gesamte Baugrube mit der für die Ecke erforderlichen Einbindetiefe ausführen. Da dies bei großen Baugruben unwirtschaftlich sein kann, wurden Untersuchungen angestellt, inwiefern mit den getrennt für die Ecke und die Seiten ermittelten Einbindetiefen abgetreppte Verläufe ausgeführt werden können.

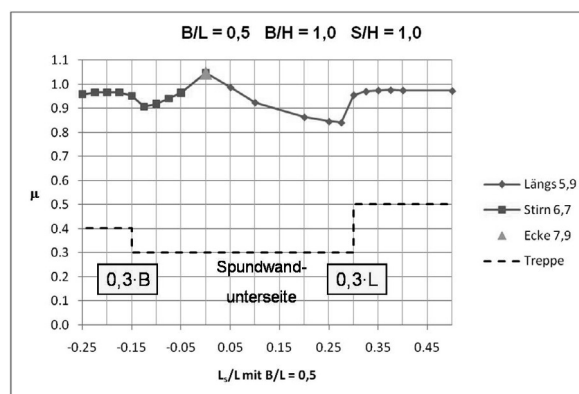


Bild 13: Ausnutzungsgrad entlang des Verbaus bei abgetreppter Einbindetiefe

Erste Untersuchungen haben gezeigt, dass dies dann möglich ist, wenn die Stufen von der Eckenbindetiefe auf die Stirn- bzw. Längsbindetiefe in einer Entfernung von der Ecke von $0,3 \cdot B$ bzw. $0,3 \cdot L$ angeordnet werden (vgl. Bild 13). Zur Verifizierung sind jedoch noch weitere Untersuchungen notwendig.

5 Fazit und Ausblick

Das vorherige Berechnungsbeispiel und die am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen durchgeführten Untersuchungen zeigen, dass die für die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderliche Einbindetiefe bei schmalen Baugruben überproportional anwächst. Weiterhin zeigen die Untersuchungsergebnisse, dass auch mit zunehmender Aquifermächtigkeit größere Einbindetiefen erforderlich werden. Näherungsverfahren, welche weder die Geometrie der Baugrube noch die Mächtigkeit des Aquifers berücksichtigen, sollten daher insbesondere bei tiefen und schmalen Baugruben nicht verwendet werden, da hierdurch unsichere Ergebnisse erhalten werden können.

Mit den vorgestellten Bemessungsdiagrammen ist hingegen eine einfache und sichere Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe für homogene, isotrope Verhältnisse unter Berücksichtigung der geometrischen Randbedingungen möglich. Für ebene Anstromverhältnisse ist durch die verschiedenen Bemessungsdiagramme und die Approximation ein breites Spektrum an möglichen Baugrundverhältnissen abgedeckt. Für räumliche Anstromverhältnisse sind hingegen noch weitere Untersuchungen notwendig.

Im Rahmen eines weiteren Forschungsvorhabens sollen die dreidimensionalen Untersuchungen vertieft und ausgeweitet werden. Neben Untersuchungen für verschiedene Wichten in homogenem und isotropem Baugrund sollen auch geschichteter sowie anisotroper Baugrund betrachtet werden. Darüberhinaus sollen die Untersuchungen zu abgetreppten Verläufen fortgesetzt werden.

Literatur

- DIN 1054:2005 – Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Beuth Verlag, Berlin Januar 2005.
- EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitskreises „Ufereinfassungen“, 10. Auflage, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2004.
- Ziegler, M., Aulbach, B. (2009): Sicherheitsnachweise für den hydraulischen Grundbruch, Abschlussbericht, Fraunhofer IRB Verlag, Stuttgart 2009.
- Ziegler, M., Aulbach, B., Heller, H., Kuhlmann, D. (2009): Der hydraulische Grundbruch - Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe, Bautechnik 86, S. 529-541, Verlag Ernst & Sohn, Berlin 2009.

Hydraulischer Grundbruch im bindigen Baugrund: Schadensmechanismen und Nachweisstrategie

Dipl.-Ing. Robert-Balthasar Wudtke, Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt
Bauhaus-Universität Weimar, Professur Grundbau, Weimar

1 Einführung / Motivation

Die Standsicherheit eines durch eine gerichtete Strömung belasteten Bodenkontinuums wird im Kontext der verschiedensten Bausituationen bereits seit Beginn des 20. Jahrhunderts ingenieurtechnisch analysiert. Die Arbeiten von Bligh (1910), Lane (1935), Terzaghi & Peck (1961), Davidenkoff (1964) und Knaupe (1968) stellen verschiedene Etappen auf dem Weg zur Verbesserung des Verständnisses der Problematik der Phänomene Erosion und hydraulischer Grundbruch dar. Ein Vergleich der Arbeiten zeigt, dass der Grenzzustand hydraulischer Grundbruch teilweise unterschiedlichen Versagenszuständen zugeordnet ist. Dies ist vor allem der Tatsache geschuldet, dass die Untersuchungen in Zusammenhang mit bestimmten Versagensereignissen, -fällen und Randbedingungen standen. Die vorliegenden Erläuterungen beziehen sich vor diesem Hintergrund auf die Betrachtung des hydraulischen Grundbruches am Bodenwiderlager eines umströmten Baugrubenverbau in bindigem Baugrund.

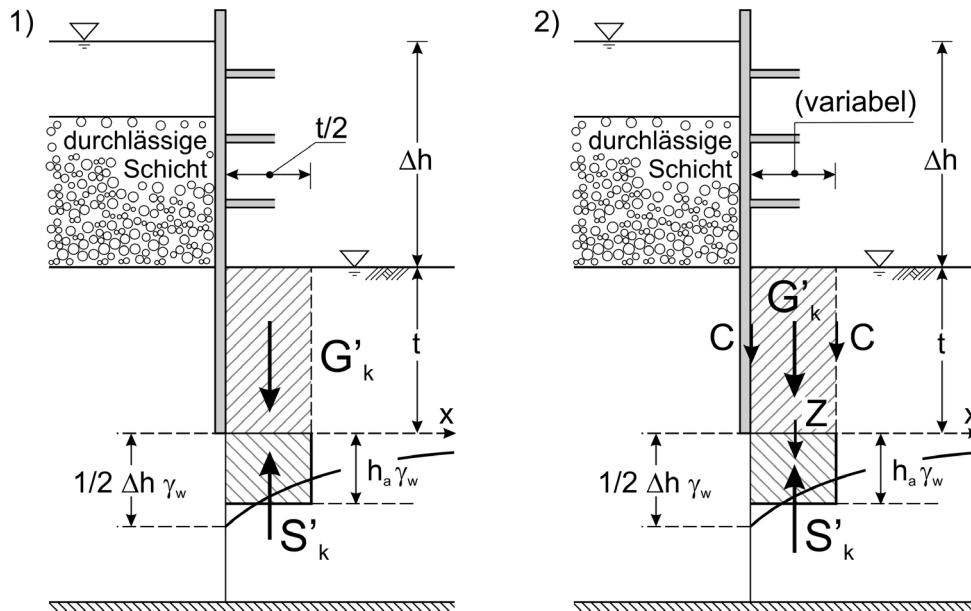


Bild 1: Berechnungsansätze für einen hydraulischen Grundbruch an einer umströmten Baugrubenwand: 1) für nichtbindigen Baugrund nach Terzaghi & Peck (1961), 2) für bindigen Baugrund nach Davidenkoff (1964)

Entsprechend der gültigen Definition des Grenzzustandes tritt ein hydraulischer Grundbruch ein, wenn für ein bestimmtes Bodenkontinuum eine vorhandene Strömungsbelastung die durch den Boden aktivierbaren Widerstände übersteigt, vgl. DIN EN 1997-1 (2005) und

DIN 1054 (2005). Der Bodenwiderstand wird hierbei durch das Gewicht des Bodens im Betrachtungsbereich repräsentiert. Die normativen Definitionen sehen für den Grenzzustand entweder die Betrachtung an einem diskreten Bodenvolumen (Bild 1-1) oder einen lokalen Spannungsvergleich vor. Konform zu den Festlegungen der DIN 1054 (2005) sind damit folgende Ansätze gültig:

$$S'_k \cdot \gamma_H \leq G'_k \cdot \gamma_{G,stab} \quad (1)$$

$$\gamma_w \cdot i \cdot \gamma_H \leq \gamma' \cdot \gamma_{G,stab} \quad (2)$$

Die Vorgaben der DIN 1054 (2005) sehen keine Differenzierung der Nachweismethode nach der im möglichen Versagensbereich vorhandenen Bodenart vor. Allein die Einwirkung wird anhand des Teilsicherheitsbeiwertes γ_H für eine Strömungsbelastung in günstigem und ungünstigem Baugrund unterschieden.

Mit dem Ziel, speziell die im bindigen Baugrund aktivierbaren Bodenwiderstände beim Nachweis der Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch zu berücksichtigen, integrierte Davidenkoff (1964) in seinem Berechnungsansatz an einem diskreten, rechteckigen Kontrollvolumen in den vertikalen Scherflächen Widerstände aus der Kohäsion des Baugrundes, vgl. Bild 1-2. Im Unterschied zum Berechnungsansatz von Terzaghi & Peck (1961) wird die Breite des Kontrollvolumens als variabel vorausgesetzt, d. h. die für den Grenzzustand ungünstigste Größe des Versagensbereiches ist im Vorfeld zu ermitteln. Obwohl der Berechnungsansatz die Möglichkeit der Berücksichtigung bindigen Bodenverhaltens vorsieht, ist es fraglich ob der bei einer entsprechenden Bausituation relevante Grenzzustand, dargestellt als Versagensablauf, adäquat abgebildet ist.

Die Berücksichtigung bindiger Bodeneigenschaften beim Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch erfordert eine Optimierung der Nachweismethode bezüglich der folgenden Fragestellungen:

- Ist der Versagensablauf und damit die Grenzzustandsdefinition für nichtbindigen und bindigen Boden identisch?
- Wie tritt der Grenzzustand bei der hydraulischen Belastung eines bindigen Bodens ein, d. h. welche Versagensmechanismen sind relevant? Durch welche Randbedingungen werden die Versagensmechanismen bestimmt?
- Welche Form und Größe weist der Versagensbereich an einer umströmten Baugrubenwand auf?

Ziel der nachfolgenden Ausführungen ist es, durch eine Verbesserung des Verständnisses über den Grenzzustand „hydraulischer Grundbruch in bindigem Baugrund“ die Grundlage einer ökonomischeren Bauweise zu schaffen. Eine Detaillierung des Wissens über den eigentlichen Vorgang führt zu einer Steigerung der Sicherheit der Konstruktion.

2 Phänomenologische Beschreibung

Mit dem Ziel, eine Optimierung des Nachweises „hydraulischer Grundbruch“ für bindigen Boden zu erreichen, wurden verschiedene Versuche ausgeführt, um insbesondere das Versagensphänomen zu dokumentieren und zu beschreiben, vgl. Wudtke & Witt (2008;

2006). Wesentliche Versuchsziele waren die Identifizierung des Versagensablaufes, des Grenzzustandes und des Ortes der initialen Bodenschädigung. Außerdem sollte die Form des im Grenzzustand relevanten Bodenvolumens geometrisch beschrieben und Randbedingungen, welche die Größe des Versagensbereiches bestimmen, identifiziert werden.

Für die Durchführung der Versuche wurde ein an der Materialforschungs- und Prüfanstalt an der Bauhaus-Universität Weimar (MFPA Weimar), Fachgebiet Geotechnik, entwickeltes Versuchsgerät verwendet. Das aus Plexiglas gefertigte Gerät ermöglicht in den Kontaktflächen zwischen Kunststoff und Boden eine kontinuierliche Beobachtung des durchströmten bindigen Versuchsbodens, einem tonigen Schluff. Die bei eingebautem Boden zweigeteilte Konstruktion simuliert die Umströmung einer Baugrubenwand. Während des Versuchsablaufes wird das eingebaute, gesättigte Bodenvolumen ($b \cdot l \cdot h = 120 \text{ cm} \cdot 60 \text{ cm} \cdot 20\text{-}30 \text{ cm}$), beginnend mit einem einheitlichen Druckzustand, durch eine kontinuierliche Steigerung der Potenzialdifferenz bis zum Versagens belastet.

Wesentliches Ergebnis der Versuche ist die Visualisierung des Versagensablaufes. Der Grenzzustand wird durch eine Abfolge von initialen Rissen und Porenaufweitung am Trennwandfuß (Bild 2-1) initiiert, was schließlich zur Entstehung einer ersten diskreten Bruchscholle führt. Infolge einer fortgesetzten Poren- und Rissaufweitung bildet sich nach einer lokalen strukturellen Zerstörung des bindigen Bodenkontinuums schließlich ein Strömungskanal bis zur abstromseitigen Bodenoberfläche aus (Bild 2-2). Findet auch weiterhin ein Druckausgleich durch den Strömungskanal statt, wird der zwischenzeitlich etablierte Bruchkörper erodiert. Im Laufe der Versuchsdurchführung wurde ausgehend von Referenzwassergehalt des Bodens beim Einbau, $w = 24,5 \%$, bis zum Grenzzustand ein Anstieg um bis zu 20 % festgestellt. Dieser entspricht einer hydraulisch verursachten Volumendehnung von bis zu 15 %.

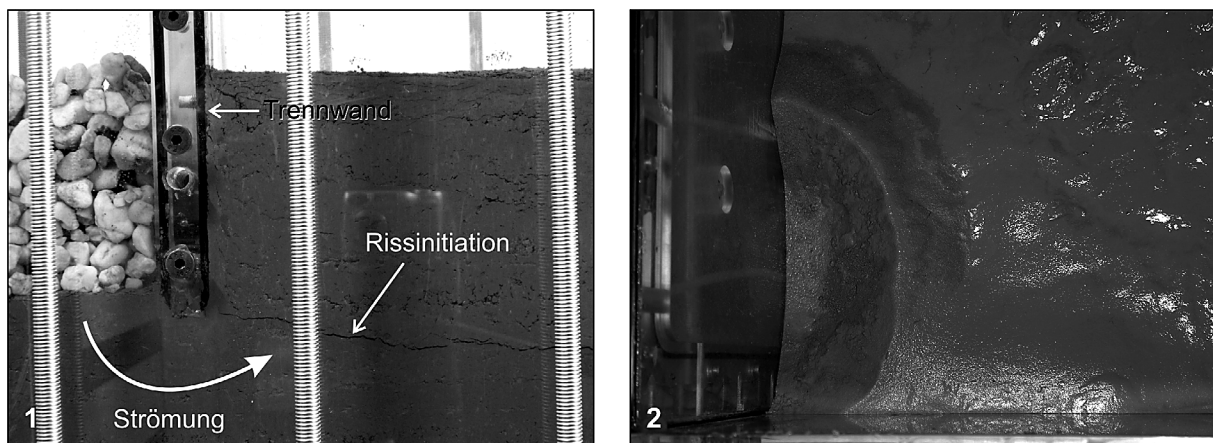


Bild 2: Versuchsergebnisse: 1 - initiale Schädigung, 2 - trichterförmiger Aufbruch (Blick auf den Versagenskörper)

Rückblickend zur Fragstellung der Gültigkeit einer von der Bodenart unabhängigen Definition des Grenzzustandes kann festgestellt werden, dass auch im nichtbindigen Boden eine Volumendehnung für das Eintreten des Grenzzustandes erforderlich ist. Der eigentliche Grenzzustand ist eine Verflüssigung mit anschließender Erosion. Im bindigen Boden werden jedoch bis zum Aufbrechen der baugrubenseitigen Bodenoberfläche stärkere Bodendeformationen eintreten und größere sowie andere Widerstände aktiviert werden. Im Versuch zur

phänomenologischen Beschreibung des Grenzzustandes wurde beispielsweise vor der initialen Schädigung eine Hebung der baugrubenseitigen Bodenoberfläche von 1,5 cm bei einer Wandeinbindung von nur 10 cm festgestellt, was auf die deutlich größere Kompensationsfähigkeit des Bodens hinsichtlich der hydraulische Belastung hinweist.

Die zuvor beschriebene Abfolge des Versagens lässt unterschiedliche Varianten der zeitlichen Einordnung des Grenzzustandes zu. Ähnlich wie für nichtbindigen Boden ist eine Differenzierung zwischen einer lokalen und einer globalen Betrachtung möglich. Die initiale Rissentstehung kann in diesem Kontext als lokales Versagen angesehen werden. Eine globale Analyse des Grenzzustandes erfordert die Betrachtung an einem Kontrollvolumen und berücksichtigt für dieses unterschiedliche während des Versagensablaufes aktivierte Widerstandsanteile. Ein Vergleich beider Ansätze zeigt, dass der wesentliche Unterschied in der im Grenzzustand akzeptierten Bodenschädigung besteht. Während bei einer lokalen Betrachtung erst mit Erreichen des Grenzzustandes eine Schädigung eintritt, integriert eine globale Betrachtung sämtliche dem Aufbruch vorausgehenden Schädigungsereignisse im Nachweis.

Der Grenzzustand des hydraulischen Grundbruches ist im bindigen Baugrund erreicht, wenn die effektive Bodenspannung die Materialzugfestigkeit übersteigt. Im Gegensatz zum hydraulischen Grundbruch im nichtbindigen Boden tritt das Versagen nicht als Bodenverflüssigung sondern als Bruch, Auftrieb oder sukzessive Auflösung des bindigen Bodens in Schollen ein. Der Versagensablauf wird durch die Entstehung eines Risses eingeleitet und führt anschließend infolge einer zunehmenden Volumendehnung zur Abnahme der Festigkeit des Bodens bis schließlich der Kollaps eintritt. Homogene Baugrundverhältnisse vorausgesetzt wird der Versagensbereich direkt an der umströmten Baugrubenwand liegen. Die Form des Kontrollvolumens wird sich an der vorhandenen Strömungsverteilung orientieren.

3 Einfluss des Wassers auf die Bodeneigenschaften

Ein hydraulischer Grundbruch wird im bindigen Baugrund hauptsächlich durch die Struktur des Bodens, also dessen Zusammensetzung, bestimmt. Die auf den Grenzzustand Einfluss nehmenden Parameter sind der durch die Konstruktion, den Boden und den Grundwasserstand bestimmte Spannungszustand, der Wassergehalt des Bodens und die durch den Baugrund aktivierte Festigkeit. Nach Lambe & Withman (1979) kann für den während des Baufortschrittes zwangsläufig relevanten überkonsolidierten Boden keine allgemeingültige Beziehung zwischen den Festigkeitseigenschaften, dem effektiven Spannungszustand und dem Wassergehalt hergestellt werden, da sich diese jeweils in gegenseitiger Beeinflussung befinden. Die nachfolgenden Erläuterungen zum strukturellen Aufbau bindiger Böden, dem auf Zugversuchen begründeten Zusammenhang zwischen Wassergehalt und zu erwartender Zugfestigkeit und der spannungsabhängigen Festigkeit bindiger Böden sind daher wesentliche Grundlagen einer am Bauzustand orientierten Nachweisführung.

Die mechanischen Eigenschaften von Boden werden durch die Interaktion der Grundbestandteile Feststoff, Wasser und Luft bestimmt. Im Detail sind die Arten und Mechanismen der Kraftübertragung in Abhängigkeit der Porengrößen der Kornstruktur definiert. Die Porengrößen werden maßgeblich durch die Zusammensetzung und Genese des Bodens

bestimmt. Während in nichtbindigem Boden die Kraftübertragung über die Kornkontakte der Partikel stattfindet, wird in bindigem Boden zusätzlich der Einfluss von anziehenden und abstoßenden Kräften zwischen den Tonmineralen relevant. Chemische Vorgänge führen in diesem Zusammenhang zu Wassereinlagerungen und –bindungen durch Dipolbindung, Ionenbindung, Wasserstoffbrückenbindung und Van-der-Waals-Kräfte (Hiltmann & Stribny (1998)). Für Tonminerale werden die Wirkungsweisen oft mit der Theorie der Diffusen Doppelschichten erklärt (Heibrock (1996)). Durch die im bindigen Boden unterschiedlichen Funktionsprinzipien zur Kraftübertragung bildet sich eine aus Aggregaten bestehende Sekundärstruktur. Scherwiderstände werden in den Aggregatkontaktbereichen aktiviert.

Zur Analyse der Zugfestigkeit bindiger Böden existiert eine Vielzahl direkter und indirekter Versuchsmethoden. Die Zugfestigkeit kann indirekt durch den einaxialen Druckversuch nach DIN 18136 (2003), den Spaltzugversuch nach Schick (2005; 2006), den Biegezugversuch in Anlehnung an DIN EN 12390-5 (2001) und den Versuch mit der Laborflügelsonde nach DIN 4094-4 (2002) ermittelt werden. Zugfestigkeitsermittlungen bei direkter Kraftereinleitung sind oft Thema wissenschaftlicher Untersuchungen gewesen. Ohne einen Anspruch auf Vollständigkeit zu erheben sind der Achterling-Versuch nach Niemeyer (1946), die Versuchsmethoden nach Scherbeck (1996), Brüggemann (1998), Junge (1999), Junge *et al.* (2000), Wendling & Meißner (2000; 2005), Zeh (2007) sowie der Modified-Tension-Test für Boden, vgl. Witt & Wudtke (2009), als Verfahren zur Untersuchung der Zugfestigkeit bindiger Böden zu nennen. Alle Versuchsmethoden haben eine mechanische Probenzerstörung gemeinsam.

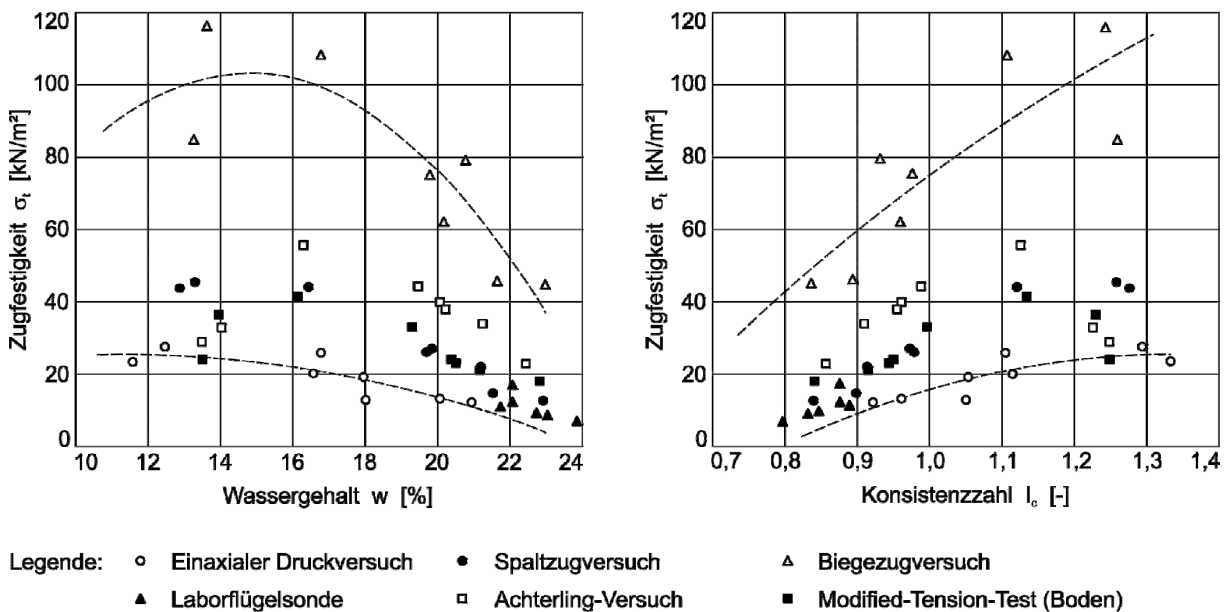


Bild 3: Zugfestigkeit in Abhängigkeit von Wassergehalt und Konsistenzzahl

Mit dem Ziel, die Zuverlässigkeit der Verfahren zu vergleichen und die verfahrensspezifische Größenordnung der Zugfestigkeit zu identifizieren, wurden die verschiedenen Versuchsmethoden an einem tonigen Schluff der Bodengruppe TM ausgeführt. Als Ergebnis der Versuche ist in Bild 3 der Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Wassergehalt sowie Konsistenzzahl dargestellt. Anhand des Verlaufes der oberen und unteren Zugfestigkeitsgrenzen kann festgestellt werden, dass unterhalb einer steifplastischen Konsistenz ($I_c < 0,75$) die Zugfestigkeit vernachlässigbar gering ist.

Um eine dem Baufortschritt entsprechende Berücksichtigung der Zugfestigkeit zu ermöglichen, ist zusätzlich zum Zusammenhang zwischen Zugfestigkeit und Wassergehalt die Spannungsabhängigkeit der mechanischen Eigenschaft zu berücksichtigen. Die oben genannten direkten und indirekten Zugversuche bilden aufgrund der vorhandenen einaxialen Kräfteinleitung keinen für ein Baugrubenwiderlager realistischen Spannungszustand ab. Die Spannungsabhängigkeit der Zugfestigkeit bindiger Böden wurde in eigenen Versuchen untersucht, indem für einen definierten totalen Spannungszustand der gegenüber einer hydraulischen Einwirkung aktivierbare Widerstand ermittelt wurde. Die hydraulische Einwirkung wurde durch eine Steigerung des Porenwasserdruckes realisiert. Die Versuche wurden drainiert ausgeführt, d. h. die Druckänderungsgeschwindigkeit wurde sehr langsam gewählt und die Zu- und Abflüsse orientierten sich an der Wasserdurchlässigkeit des Versuchsbodens. Ein wesentliches Ergebnis der Versuche ist die Feststellung, dass eine Steigerung des wirksamen Spannungszustandes zu einer Erhöhung der Bodenzugfestigkeit führt. Die am Bodenwiderlager eines Verbaus wirksamen Zugfestigkeiten werden damit über den herkömmlich ermittelten Werten liegen.

4 Versagensmechanismen

Die Optimierung der Nachweismethode für einen hydraulischen Grundbruch im bindigen Boden erfordert eine Anpassung des Bemessungsansatzes an die Grenzzustandsbedingungen. Die Versagensmechanismen sind Rissentstehung, Scherbruch und Erosion. Obwohl innerhalb des Bodens stattfindende Partikeltransportvorgänge bereits im Stadium der hydraulisch verursachten Porenaufweitung zu einer Beeinflussung der Durchlässigkeits- und Festigkeitseigenschaften führen können, wird eine Erosion großmaßstäblich erst nach Erreichen des Grenzzustandes relevant, nach dem Aufbruch der baugrubenseitigen Bodenoberfläche. Vergleichsrechnungen zur möglichen Oberflächenerosion von Partikeln bei einer angenommenen aufwärts gerichteten Strömung haben gezeigt, dass bereits mit einem sehr geringen Kohäsionsanteil an der Gesamtscherfestigkeit eine Erosion nicht mehr der dominante Versagensmechanismus sein kann, vgl. Witt & Wudtke (2007) und Wudtke & Witt (2006).

Die Abgrenzung der Grenzzustände Rissentstehung und Scherbruch kann anhand der Spannungspfadanalyse im p' - q -Diagramm für beim hydraulischen Grundbruch kritische Bodenbereiche vorgenommen werden. Für das Bodenwiderlager einer Baugrubenwand sind grundsätzlich Spannungs- und Verformungsänderungen resultierend aus einem Bodenaushub, dem Einbau von Aussteifungen oder Verankerungen sowie Grundwasserabsenkungen relevant. Die Baumaßnahmen haben eine Änderung des Spannungszustandes zur Folge, die von einer gleichmäßigen Bodenentlastung ($-\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$) bis hin zu einer gerichteten Widerbelastung des Bodenwiderlagers ($\Delta\sigma_3 > 0$) reichen. Der Verformungszustand des Bodens wird sich gleichzeitig in einem Bereich zwischen volumenkonstant und durch Aufweitungseffekte beeinflusst bewegen. Der Übergang zwischen dominanten Zug- oder Schubversagen wird durch die Funktion $q = p'$ beschrieben.

Um die Möglichkeit des Eintretens der beiden Versagensarten näher zu analysieren sind in Bild 4 zwei Spannungspfade gegenübergestellt. Ausgehend von einem an einem Baugrubenwiderlager gültigen Spannungszustand sind die Spannungspfade für eine Erhöhung der

hydraulischen Belastung ($-\Delta\sigma_1 = -\Delta\sigma_3$) und für eine Verringerung der größten Hauptspannung ($\Delta\sigma_1 < 0$) bei gleichzeitig konstanter kleinster Hauptspannung ($\Delta\sigma_3 = 0$) dargestellt. Es wird deutlich, dass ein Zugversagen nur bei Steigerung der hydraulischen Einwirkung eintreten kann. Für den Bau einer Baugrube sind Spannungs- und Verformungszustände die eine gleichmäßige Entlastung bei einer gleichzeitigen Volumenkonstanz darstellen, prädestiniert für ein Zugversagen des Bodens. Entsprechende Randbedingungen sind hauptsächlich für den Fuß eines umströmten Verbaus gültig. Für sämtliche Bodenbereiche, die im weiteren Abstand zum Verbau liegen, wird im Grenzzustand ein Schubversagen relevant sein.

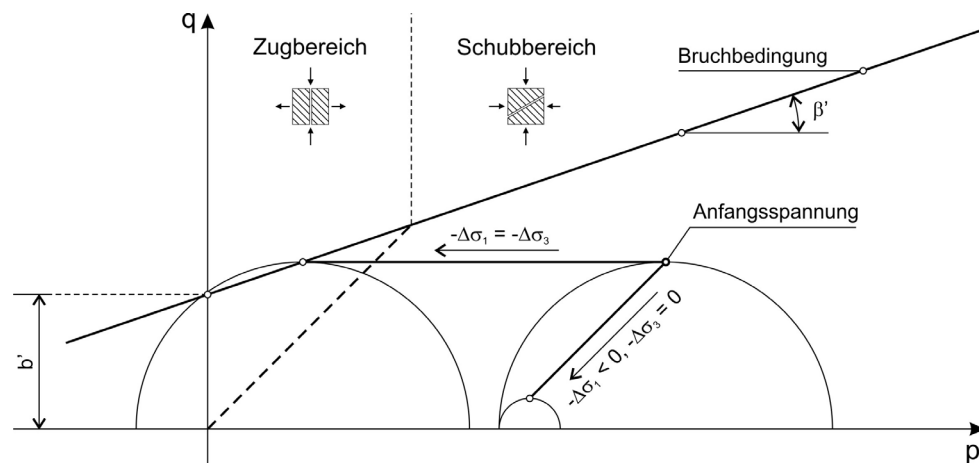


Bild 4: Spannungspfade am Bodenwiderlager eines Verbaus beim Aushub einer Baugrube

Eine Interpretation des Grenzzustandes durch bruchmechanische Theorien definiert den Grenzzustand zwangsläufig für die Rissentstehung oder für das Eintreten einer definierten Rissaufweitung. Die Theorie, ursprünglich für Feststoffe entwickelt Griffith (1921), hat inzwischen für verschiedene geotechnische Problemstellungen Anwendung gefunden. Hierzu zählen beispielsweise die böschungsparelle Rissausbreitung bei infiniten Lamellen Saada *et al.* (1985) sowie Tragfähigkeitsanalysen für Böschungen und Erddämmen mit und ohne den Einfluss von Porenwasserdruck Vallejo (1993). Durch Anwendung der Bruchmechanik wird es möglich, das Verformungsverhalten bei Spannungsänderungen als Resultat eines Baugrubenaushubs oder variabler Grundwasserstände zu berücksichtigen. Das Rissversagen repräsentiert schließlich die Zerstörung eines bestimmten Bodenvolumens. Der Grenzzustand findet nach Eintreten der Rissaufweitungseffekte in Form eines Scherbruchs oder durch Auftrieb der verbleibenden relativ geringmächtigen Bodenschicht ein. Beim Nachweis kann der Gesamtwiderstand durch die während der Rissentstehung und Rissaufweitung dissipierte Energie vergrößert werden Wudtke & Witt (2008).

5 Nachweisstrategie

Entsprechend der derzeitigen Bemessungspraxis ist keine Differenzierung der Nachweismethode nach der im Versagensbereich vorhandenen Bodenart vorgesehen. Durch den oben beschriebenen Unterschied der Versagensabläufe im nichtbindigen und bindigen Baugrund kann die Relevanz der bodenspezifischen Festigkeitseigenschaften auf den Grenzzustand klar belegt werden. Eine verbesserte Nachweismethode muss den Bruchmechanismus, die

Geometrie des Bruchkörpers und die bis zum Grenzzustand aktivierten Widerstände berücksichtigen.

Als konsequente Folge der Beschreibung des Grenzzustandes werden bis zum Aufbruch der abstromseitigen Bodenoberfläche Widerstände aus der während der strukturellen Zerstörung des Bodenkontinuums aktivierten Zugfestigkeit (Z), der durch die Widerlagerwirkung des Verbaus bedingten Bodenverspannung (A_v) sowie den beim finalen Aufbruch aktivierten Anteilen aus Scherfestigkeit (C_v) und Bodeneigengewicht (G') berücksichtigt, vgl. Bild 4-1. Die Widerstandsanteile A_v , C_v und G' sind durch die etablierten Bodenparameter bestimmbar.

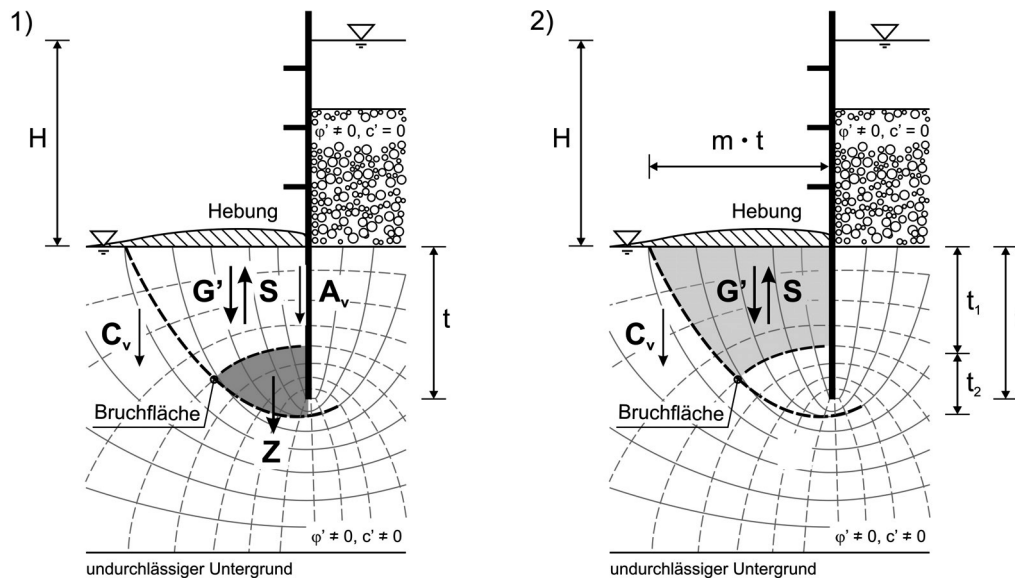


Bild 5: hydraulischer Grundbruch – Bemessungsansatz für bindigen Boden: 1) Einflussgrößen, 2) Grundlage Vergleichsrechnung

Um das beim hydraulischen Grundbruch im bindigen Baugrund relevante Bodenverhalten realistisch im Grenzzustand abzubilden, ist eine separate Betrachtung der strukturellen Bodenzerstörung und des finalen Aufbruches erforderlich. Im Nachweis ist zunächst die Ermittlung der Größe des strukturell zerstörten Bereiches notwendig um für die beiden resultierenden Kontrollvolumen jeweils die Sicherheit gegen das Versagen zu bestimmen. Während die Analyse der rissbedingten Bodenzerstörung einen ungeschädigten Boden voraussetzt, werden beim finalen Aufbruch die zuvor absolvierten Versagensschritte durch das verkleinerte Kontrollvolumen beim Nachweis berücksichtigt.

Das im Grenzzustand betrachtete Kontrollvolumen orientiert sich in Form und Dimension am Strömungsnetz, vgl. Bild 4-2. Im Versagenszustand reicht der relevante Versagensbereich bis unter die Wand, vgl. Odenwald & Herten (2008). Eine Unterscheidung der nach dem Versagensablauf identifizierten Bodenbereiche des Kontrollvolumens erfordert die Definition der geometrischen Parameter t_1 und t_2 . Im Detail bezeichnet t_1 die für den finalen Aufbruch relevante Einbindung der Wand während t_2 die Größe des Bereichs der im Vorfeld stattfindenden strukturellen Bodenzerstörung charakterisiert. Die Abgrenzung des Kontrollvolumens zum umgebenden Baugrund kann durch eine parabelförmige Funktion dargestellt werden. Die Breite des Versagensbereichs muss den kritischsten Belastungszustand abbilden und ist daher zunächst variabel definiert, $m \cdot t$.

Die Berücksichtigung bindigen Bodenverhaltens wird nachfolgend anhand der Analyse des finalen Aufbruches dargestellt. Auf die Gegenüberstellung der Standsicherheitsberechnung bei einer Rissentstehung wird an dieser Stelle verzichtet. Das Grenzgleichgewicht kann demnach wie folgt beschrieben werden:

$$(\gamma' - i \cdot \gamma_w) \cdot \frac{t_1}{3} \cdot \left(t_1 + t_2 - \frac{\sqrt{t_2^3}}{\sqrt{t_1 + t_2}} \right) + c' \cdot t_1 = 0 \quad (3)$$

Die effektive Kohäsion c' repräsentiert den beim Aufbruch aktivierten Scherwiderstand. Die Breite des Bruchkörpers ist mit $t/2$ angenommen. Der am Kontrollvolumenwirksame hydraulische Gradient i charakterisiert die hydraulische Einwirkung.

Exemplarisch soll im Folgenden der Nachweis ohne, Gleichung (1), und mit Berücksichtigung des Bodenwiderstandes, Gleichung (3), gegenübergestellt werden. Der Grenzzustand soll hierbei zunächst anhand der charakteristischen Werte der Einwirkungen und Widerstände analysiert werden. Das Berechnungsbeispiel geht von folgenden Randbedingungen aus:

$t = 2,0 \text{ m}$	Wandeinbindung
$t_1 = 1,75 \text{ m}$	Restwandinbindung beim finalen Aufbruch
$t_2 = 0,5 \text{ m}$	Bereich des Strukturverlustes
$\gamma' = 11 \text{ kN/m}^3$	Auftriebsgewicht
$c' = 10 \text{ kN/m}^2$	effektive Kohäsion

Wird für den Fuß des umströmten Verbaus ein hydraulisches Potenzial von 4,5 m vorausgesetzt, ergibt sich nach dem herkömmlichen Berechnungsansatz aus Gleichung (1) ein Ausnutzungsgrad von $\mu = 114\%$. Die Sicherheit gegen einen hydraulischen Grundbruch ist somit rechnerisch nicht mehr gegeben. Bereits die in Gleichung (3) enthaltene Berücksichtigung der beim Aufbruch der Baugrubensohle aktivierten Scherwiderstände resultiert in einem Ausnutzungsgrad von $\mu = 55\%$ und zeigt damit noch deutliche Sicherheitsreserven des Bodenwiderlagers.

6 Zusammenfassung

Beim Nachweis des hydraulischen Grundbruches bleiben die nach DIN 1054 (2005) durch Scherverformung oder Zugfestigkeit aktivierbaren Widerstände unberücksichtigt. Die Folge ist bei bindigem Baugrund eine Überdimensionierung und unwirtschaftliche Abmessungen der Wand.

Eine Berücksichtigung der Bodenwiderstände erfordert zunächst eine differenzierte Betrachtung des die Bausituation und die Unterströmung charakterisierenden Kontrollvolumens. Die durch eine hydraulische Einwirkung verursachte strukturelle Zerstörung des Bodens vor dem Aufbruch erfordert die Berücksichtigung der Zugfestigkeit. Die Zugfestigkeit wird global durch die Bodenart und im Detail durch den Spannungszustand, die Porenzahl und den Wassergehalt des Bodens bestimmt.

Eine geschlossene Nachweismethode erfordert für bindigen Boden die Analyse der Sicherheit für die zwischenzeitlich eintretende strukturelle Bodenzerstörung und den finalen Aufbruch der baugrubenseitigen Bodenoberfläche.

7 Danksagung

Die vorgestellten Ergebnisse experimenteller und analytischer Untersuchungen sind Teil und basieren auf dem Forschungsprojekt „Hydraulischer Grundbruch in bindigen Böden“, das von der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) gefördert wird. Wir bedanken uns für die Unterstützung und die kooperative Zusammenarbeit.

8 Literatur

- DIN 1054:2005 - Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 01/2005.
- DIN EN 1997-1:2005 - Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 10/2005.
- DIN 4094-4:2002 - Baugrund - Felduntersuchungen, Teil 4: Flügelscherversuche, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 01/2002.
- DIN EN 12390-5:2001 - Prüfung von Festbeton, Teil 5: Biegezugfestigkeit von Probekörpern, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 02/2001.
- DIN 18136:2003 - Baugrund, Untersuchung von Bodenproben: Einaxialer Druckversuch, Normenausschuss Bauwesen (NABau) im DIN, DIN Deutsches Institut für Normung e.V., 11/2003.
- Bligh, W. G. (1910): Dams, Barrages and Weirs on Porous Foundations, Engineering News, Vol. 64 (26), 708 - 710, 1910.
- Brüggemann, R. (1998): Zugfestigkeit verdichteter Tone als Funktion des Wassergehalts, Diplomarbeit, Institut für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum, Bochum, 1998.
- Davidenkoff, R. (1964): Zur Berechnung des Hydraulischen Grundbruches, Wasserwirtschaft, Vol. (9), 230 - 235, 1964.
- Griffith, A. A. (1921): The Phenomena of Rupture and Flow in Solids, in: Philosophical Transactions of the Royal Society of London, Series A, containing Papers of a mathematical or physical Character, Vol. 221, Ed., 163 - 198, 1921.
- Heibroock, G. (1996): Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien, Institut für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum Bochum, 1996.
- Hiltmann, W. & Stribny, B. (1998): Handbuch zur Erkundung des Untergrundes von Deponien und Altlasten: Tonmineralogie und Bodenphysik. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg, New York, 3-540-59465-5, 1998.
- Junge, T. (1999): Zur Bedeutung des Porenwasserdruckes für die Zugfestigkeit von Böden, Dissertation, Nr. 52, Institut für Pflanzenernährung und Bodenkunde, Christian-Albrechts-Universität Kiel Kiel, 1999.
- Junge, T., Gräsle, W., Bensel, G. & R., Horn (2000): Einfluss des Porenwasserdruckes auf die Zugfestigkeit von Bodenproben, Journal of Plant Nutrition and Soil Science, Vol. 163 (1), 21 - 26, 2000.
- Knaupe, W. (1968): Hydraulischer Grundbruch an Baugrubenumschließungen. Deutsche Bauzyklopädie, Schriftenreihen der Bauforschung, Reihe Ingenieur- und Tiefbau, Leipzig, 1968.

- Lambe, T. W. & Withman, R. V. (1979): Soil Mechanics. John Wiley & Sons, New York, 1979.
- Lane, E. W. (1935): Security from under-seepage masonry Dams on Earth Foundations, Transactions American Society of Civil Engineers, Vol. 100 (1919), 1235 - 1351, 1935.
- Niemeyer, R. (1946): Der Lehm- und Schluffbau und seine praktische Anwendung. Sachse, 978-3922964100, 1946.
- Odenwald, B. & Herten, M. (2008): Hydraulischer Grundbruch: neue Erkenntnisse, Bautechnik, Vol. 85 (9), 585 - 595, 2008.
- Saada, A. S., Chudnovsky, A. & Kennedy, M. R. (1985): A Fracturing Mechanics Study of Stiff Clay, 11th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, San Francisco, 637 - 640, 1985.
- Scherbeck, R. (1996): Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungen bei ungleichförmiger Verformungseinwirkung, Institut für Grundbau, Ruhr-Universität Bochum Bochum, 1996.
- Schick, P. (2005): Spaltzugversuche mit kohäsiven Böden, Bautechnik, Vol. 82 (2), 90 - 104, 2005.
- Schick, P. (2006): Durchführung und Auswertung von Spaltzugversuchen mit kohäsiven Böden, in: Entwicklungen in der Bodenmechanik, Bodendynamik und Geotechnik, Vol., Ed., 41 - 62, Springer, Berlin, 2006.
- Terzaghi, K. & Peck, R. B. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis. 9, Springer-Verlag, Berlin / Göttingen / Heidelberg, 1961.
- Vallejo, L. E. (1993): Shear stresses and the hydraulic fracturing of earth dam soils, Soils and Foundations, Vol. 33 (3), 14 - 27, 1993.
- Wendling, S. & Meißner, H. (2000): Zugverhalten eines teilgesättigten bindigen Bodens, in: 2. Workshop Weimar 2000, Teilgesättigte Böden, Schriftenreihe Geotechnik, Vol. 4, Ed. T. Schanz, 97 - 101, Bauhaus-Universität Weimar, Weimar, 3-86068-147-8, 2000.
- Wendling, S. & Meißner, H. (2005): Numerical study to the desiccation cracks formation in mineral liners for landfills, in: Unsaturated Soils: Numerical and Theoretical Approaches, Springer proceedings in physics, Vol. 2, Ed. T. Schanz, 251 - 266, Springer, Berlin, 3-540-21122-5, 2005.
- Witt, K. J. & Wudtke, R.-B. (2007): Versagensformen des Hydraulischen Grundbruches an einer Baugrubenwand, 22. Christian Veder Kolloquium, Graz, 12. & 13. April 2007, 229 - 242, 2007.
- Witt, K. J. & Wudtke, R.-B., (2009): Zugfestigkeit bindiger Böden, Hydraulischer Grundbruch in bindigem Boden, 5.2, Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) & Bauhaus-Universität Weimar, 2009.
- Wudtke, R.-B. & Witt, K. J. (2006): A Static Analysis of Hydraulic Heave in Cohesive Soil, 3rd International Conference on Scour and Erosion, Amsterdam, 1 - 3 November 2006, 251, 2006.
- Wudtke, R.-B. & Witt, K. J. (2008): Einfluss von Bodenwiderständen beim Hydraulischen Grundbruch, 6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels, Ostfildern, 22. & 23. Januar 2008, 147 - 153, 2008.
- Zeh, R. (2007): Die Zugfestigkeit bindiger Böden als Kriterium der Rissgefährdung mineralischer Oberflächenabdichtungen, Dissertation, Schriftenreihe Geotechnik Weimar, Heft 13, Bauhaus-Universität Weimar Weimar, 2007.

Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen

- Gesetz von Darcy und Prinzip der effektiven Spannungen

Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau

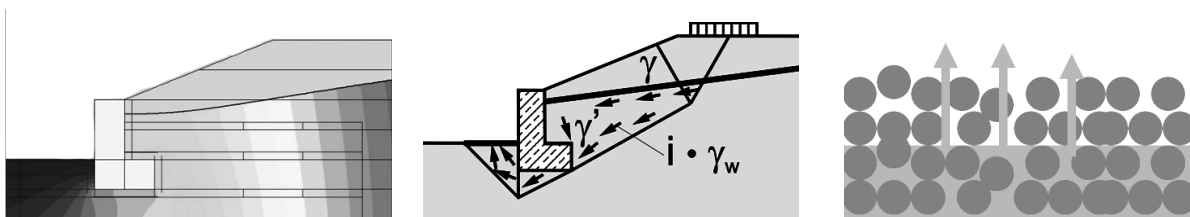
Universität Duisburg-Essen, Fakultät für Ingenieurwissenschaften, Abt. Bauwissenschaften,
Fachgebiet Geotechnik, Essen

1 Einführung

Bei „Boden“ handelt es sich um den Sammelbegriff für Materialien, die im wesentlichen nur ihre zumeist natürliche Entstehung gemeinsam haben. Ihre mechanischen Eigenschaften jedoch sind aufgrund der unterschiedlichen mineralischen Bindungen ihrer Bestandteile äußerst vielfältig und bekanntlich nicht immer leicht zu beschreiben.

Eine wichtige Rolle bei den mechanischen Eigenschaften von Böden spielt das Wasser, das sich meistens in den Poren des Korngefüges oder in den Trennflächen des Felsens befindet. Es handelt sich beim Boden – im Unterschied zu den anderen Materialien, die im Bauwesen zum Einsatz kommen – um ein Mehrphasenkontinuum, das als solches nicht verändert werden kann.

Die Mehrphasigkeit von Böden stellt eine weitere Schwierigkeit bei der Beschreibung von deren mechanischem Verhalten dar. Über die Definition der Zusammenhänge der mechanischen Größen des Korngefüges (Spannung, Dehnung, Porenanteil, ...) hinaus, sind auch entsprechende Zusammenhänge zwischen den mechanischen Größen der in den Poren enthaltenen Fluide (Wasser, Luft, ...) zu formulieren. Weiterhin muss berücksichtigt werden, dass die einzelnen Phasen sich den „Aufenthaltsbereich“ teilen müssen und allein deshalb schon in Wechselwirkung zueinander treten. Das heißt, dass das mechanische Verhalten der einzelnen beteiligten Phasen nicht allein über Zusammenhänge zwischen ihren jeweiligen eigenen mechanischen Größen formuliert werden können, sondern vielmehr auch die mechanischen Größen der anderen Phasen eine Rolle spielen werden.



a) von Wasser durchströmtes Korngefüge (Durchlässigkeit)

b) Strömungskräfte beim Nachweis der Standsicherheit

c) aufsteigendes Kapillarwasser

Bild 1: Einige Phänomene infolge von Wechselwirkungen zwischen den Phasen des Bodens

Beispiele für Phänomene infolge derartiger Wechselwirkungen sind (vgl. Bild 1):

- Die „Durchlässigkeit“ von Böden, die bei ihrer Durchströmung mit Fluiden eine wichtige Rolle spielt. Hier ist vor allem das Fluid „Wasser“ zu nennen (vgl. Bild 1a). Aber auch Durchströmungen mit Luft sind baupraktisch relevant, vgl. z.B. den Druckluftbetrieb beim Tunnelvortrieb.

- b) Die „Strömungskraft“, die beim Strömen von Fluiden in Böden eine wichtige Rolle spielt, weil sie auf die Standsicherheit (vgl. Bild 1b) eine erhebliche Auswirkung hat. Weiterhin sind hier Phänomene wie der hydraulische oder pneumatische Grundbruch zu nennen.
- c) Die „Kapillarität“ von Böden, die bei verschiedenen Fragestellungen in der Geotechnik von Bedeutung ist. Als Beispiel kann die „kapillare Steighöhe“ (vgl. Bild 1c) in Böden genannt werden. Aber auch die Kapillarkohäsion entsteht aus der Wechselwirkung der verschiedenen Phasen des Bodens: Korngefüge, Wasser und Luft.

Es darf angesichts dieser vielfältigen Zusammenhänge und der wenig anschaulichen Situation – mehrere Phasen, die sich einen Kontrollraum teilen – nicht verwundern, dass die Beschreibung derartiger Mehrphasenkontinua eine längere Entwicklungsphase durchlaufen musste und sich dabei auch viele Irrtümer eingeschlichen und teilweise sogar über lange Zeit gehalten haben.

2 Die Theorie Poröser Medien

Ein größeres Hindernis bei der Entwicklung von entsprechend konsistenten und unstrittigen Materialgesetzen ist, dass die Baupraxis bereits über lange Zeit konkrete Lösungen abgefragt hat, bevor die mechanischen Grundlagen erarbeitet werden konnten. Mit der „Theorie Poröser Medien“ (Bowen 1976, Bowen 1980, Ehlers 1989) liegt nunmehr seit einigen Jahren eine derartige mechanische Grundlage vor, auf deren Basis Mehrphasenkontinua wie das des Bodens mechanisch adäquat behandelt werden können.

Grundlage der Theorie Poröser Medien ist die „Rationale Mechanik“ nach Truesdell (1984) bzw. Truesdell & Noll (1992), die ein umfassendes und wohldefiniertes Werkzeug für die Beschreibung der Mechanik eines einphasigen Kontinuums darstellt. Dabei werden zunächst empirisch belegte, materialunabhängige Gesetzmäßigkeiten wie z.B. die Erhaltungssätze der Mechanik (Masse, Bewegungsgröße, Energie, ...) über Gleichungen formuliert. Dies ist exemplarisch in Bild 2 für die Bewegungsgröße (Impuls) dargestellt. In der rechts dargestellten Bewegungsgleichung sind die einzelnen einwirkenden Bewegungsgrößen enthalten: die räumliche Änderung der Spannung, die Gewichtskraft sowie die Trägheitskraft.



Bild 2: Differenzielles Element und daran wirkende Kräfte bei einer Phase (links), zugehörige Gleichung zur Erhaltung der Bewegungsgröße (rechts)

Darüber hinaus wird das spezifische Materialverhalten, das „Stoffgesetz“, in Form von „konstitutiven Beziehungen“ formuliert. Für diese gelten Gesetzmäßigkeiten, zum Beispiel, dass sie den o. g. Erhaltungssätzen nicht widersprechen dürfen und dass sie unabhängig

von der Lage des Koordinatensystems sind. Über die Einhaltung bestimmter Vorgehensweisen kann die Erfüllung dieser Gesetzmäßigkeiten gesichert werden. Beispiele für konstitutive Beziehungen sind z.B. eine Spannungs-Dehnungsbeziehung für den Festkörper „Korngefüge“, die Formulierung der Inkompressibilität für das Fluid „Wasser“ oder das Boyle-Mariotte'sche Gesetz für die Luft.

Die Theorie Poröser Medien besitzt als wichtigste Grundlage die Rationale Mechanik, benötigt darüber hinaus jedoch weitere Regelungen, die naturgemäß die mannigfachen Wechselwirkungen zwischen den verschiedenen Phasen betreffen.

In Bild 3 ist das Gedankenmodell der Theorie Poröser Medien am Beispiel eines Bodens mit drei Phasen (Korngefüge, Wasser, Luft) wiedergegeben. Das darin links dargestellte, mit den drei Phasen gefüllte Kontinuum wird, wie rechts dargestellt, gedanklich in die drei einzelnen Phasen mit deren jeweiligem Volumenanteil unterteilt. Die Volumenanteile werden in der klassischen Bodenmechanik folgendermaßen über den Porenanteil n und den Sättigungsgrad S ausgedrückt: Korngefüge $(1-n)$, Wasser $S \cdot n$ und Luft $(1-S) \cdot n$. Die Einhaltung einer wichtigen Gleichung der Theorie Poröser Medien, der Sättierungsbedingung kann daran leicht nachvollzogen werden: Die Summe der Volumenanteile ist zeitlich und örtlich konstant und beträgt 1. Darin drückt sich bereits eine Wechselwirkung aus, dass nämlich der Kontrollraum von den Phasen insgesamt genau einmal ausgenutzt werden kann. Gelangen an eine Stelle mehr Volumenanteile von der einen Phase ist das unweigerlich mit einer entsprechenden Verringerung des Volumenanteils anderer Phasen verbunden.

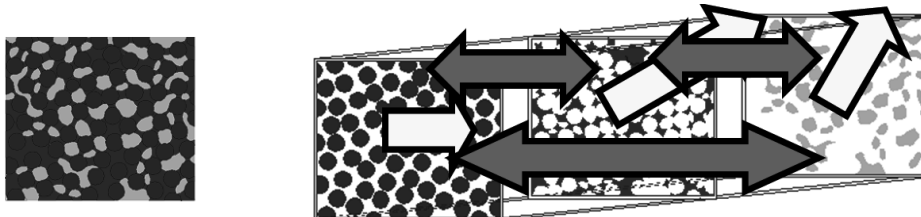


Bild 3: Gedankenmodell für die Wechselwirkungen zwischen den drei Phasen (Korngefüge, Wasser und Luft)

Die drei einzelnen Phasen nehmen zwar wie in Bild 3 dargestellt den gleichen Kontrollraum ein, sind aber grundsätzlich frei beweglich, können also eigene Bewegungszustände annehmen, wie durch die beliebig ausgerichteten hellen Pfeile rechts angedeutet wird.

Die dunklen Pfeile zwischen den einzelnen Phasen deuten hingegen an, dass jede der drei Phasen mit den beiden anderen in Wechselwirkung steht. Dieser Gedanke beinhaltet bereits eine Restriktion, die bei der Formulierung von konstitutiven Beziehungen behilflich sein kann. Es handelt sich hier nämlich tatsächlich um eine Wechselwirkung im engeren Sinne. Es können also z.B. die Bewegungsgrößen (die Impulse) zweier Phasen durch deren Zusammentreffen nur ausgetauscht werden. Die Bewegungsgröße insgesamt kann jedoch nicht verloren gehen. Das Gleiche gilt z.B. für die Masse und die Energie, die jeweils insgesamt nicht verloren gehen, jedoch zwischen den einzelnen Phasen ausgetauscht werden können.

Die konstitutiven Beziehungen für die Spannungen des Korngefüges, die bei einem einphasigen Kontinuum in einer einfachen Abhängigkeit seiner Spannungen von seinen eigenen Dehnungen bestehen kann ($\sigma = f(\varepsilon)$), könnte bei einem mehrphasigen Kontinuum darüber

hinaus auch vom Druck einer fluiden Phase oder zum Beispiel vom Volumenteil der beiden Fluide Wasser und Luft abhängen ($\sigma = f(\varepsilon, u, n, S, \dots)$). Ein bekanntes Beispiel stellt hier die Kapillarkohäsion dar. Die Fließbedingung, das Mohr-Coloumb'sche Bruchgesetz $f(\sigma_s) < 0$ als Teil einer konstitutiven Beziehung für die Spannungen des Korngefüges (σ_s) enthält hier außer dem Spannungszustand des Korngefüges auch die Volumenanteile der Fluide oder einen Fluiddruck ($f(\sigma_s, n, S, u) < 0$). Die durch die Oberflächenspannungen der beiden Fluide Luft und Wasser für das Korngefüge entstehende Festigkeit erscheint in der Fließbedingung an der Stelle, an der normalerweise die Kohäsion erscheint (Gudehus, 1995). Der Begriff "Kapillarkohäsion" für dieses Phänomen beschreibt das Phänomen deshalb sehr anschaulich.

3 Das Gesetz von Darcy (Korngefüge – Wasser)

Anhand eines bekannten, möglichst einfachen Mehrphasenkontinuums sollen die Möglichkeiten der Theorie Poröser Medien dargelegt werden. Es handelt sich um einen wassergesättigten Boden als Zwei-Phasen-Kontinuum; die beiden Phasen sind hier das Korngefüge und das Wasser.

Bild 4 zeigt, wie sich die beiden Phasen durchdringen können. Hierbei ist nur deren Relativbewegung für die weitere Betrachtungen relevant. Im Allgemeinen wird bei geotechnischen Aufgabenstellungen das Korngefüge bei der Berechnung der Strömung als starr und unverschieblich unterstellt. Dies stellt bei den Formulierungen in der Theorie Poröser Medien jedoch keine Voraussetzung dar.

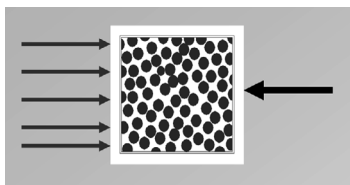
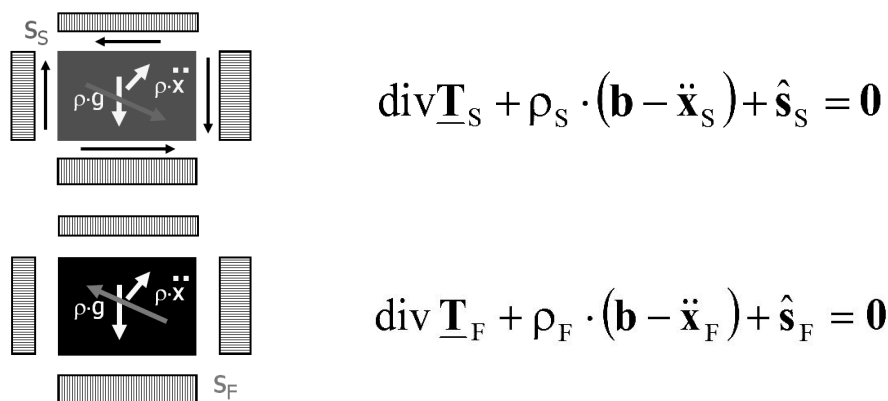


Bild 4: Durchdringung der Phasen Wasser und Korngefüge

Das Wasser strömt in Bild 4 – relativ zum Korngefüge – von links nach rechts und wird dabei vom Korngefüge gebremst. Infolge der gegenseitigen Durchdringung kommt es bei den beiden Phasen zu einer Übertragung von Bewegungsgröße. Das heißt beispielsweise bei einem unbeweglichen Korngefüge, dass das strömende Wasser Kräfte, sogenannte "Strömungskräfte" auf dieses Korngefüge ausübt, die entsprechend von dem Korngefüge auf das strömende Wasser erwidert werden. Das Korngefüge behindert auf diese Weise das Wasser bei seiner Strömung.

Allgemein bedeutet das für die Bewegungsgleichungen der beiden Phasen jeweils einen zusätzlichen Term, der die Aufnahme von Bewegungsgröße für die jeweilige Phase darstellt. In Bild 5 ist an einem differentiellen Element für die beiden Phasen – analog zu Bild 2 für eine Phase – dargestellt, welche Bewegungsgrößen für die jeweilige Phase im oder am Element wirken und wie die zugehörige Bewegungsgleichung aussieht. Oben sind die Bewegungsgrößen und die Gleichung für das Korngefüge ($S = \text{solid}$), unten die Bewegungsgrößen und die Gleichung für das Wasser ($F = \text{fluid}$) wiedergegeben.



$$\operatorname{div} \underline{\mathbf{T}}_S + \rho_S \cdot (\mathbf{b} - \ddot{\mathbf{x}}_S) + \hat{\mathbf{s}}_S = \mathbf{0}$$

$$\operatorname{div} \underline{\mathbf{T}}_F + \rho_F \cdot (\mathbf{b} - \ddot{\mathbf{x}}_F) + \hat{\mathbf{s}}_F = \mathbf{0}$$

Bild 5: Zwei Phasen: Differenzielles Element und zugehörige Gleichungen zur Erhaltung der Bewegungsgrößen für das Korngefüge (oben) und das Wasser (unten)

Gegenüber Bild 2 erscheinen in den Bewegungsgleichungen aus Bild 5 zusätzliche Übergangsterme für die Bewegungsgröße (s_S und s_F). Da die Bewegungsgröße analog zu der Bewegungsgleichung in Bild 2 auch für den Gesamtkörper erfüllt sein muss, folgt aus der Addition der beiden linken Seiten der Bewegungsgleichungen in Bild 5, dass auch die Summe der beiden Übergangsterme gleich null sein muss. Dies ist als Gleichung in Bild 6 ausgedrückt.

$$\hat{\mathbf{s}}_F + \hat{\mathbf{s}}_S = \mathbf{0}$$

Bild 6: Zusammenhang für die beiden Übergangsterme der Bewegungsgleichungen

Die Bedeutung dieser Gleichung darf nicht unterschätzt werden. Zum einen besagt die Gleichung, dass getreu dem Prinzip „actio = reactio“ die Bewegungsgröße, die das Wasser auf das Korngefüge ausübt, betragsmäßig gleich und genau entgegengesetzt ist zur Bewegungsgröße, die das Korngefüge auf das Wasser ausübt.

Weiter lässt sich daraus folgern, dass es hinreichend ist, einen der beiden Übergangsterme zu definieren. Es kann also konstitutiv und experimentell der Übergangsterm bestimmt werden, der einfacher zu bestimmen ist. Der andere lässt sich unmittelbar daraus ableiten. Es ist darüber hinaus auch nicht erlaubt, beide Übergangsterme frei zu bestimmen, da die in Bild 6 wiedergegebene Gleichung nicht verletzt werden darf. Die Gleichung stellt also eine Restriktion dar, die bei der Festlegung der konstitutiven Beziehungen herangezogen werden darf und muss.

Bild 7 enthält einen relativ einfachen Ansatz für eine konstitutive Gleichung für den Übergangsterm s_F , in dem der Übergang der Bewegungsgröße proportional zur Relativgeschwindigkeit der beiden Phasen angesetzt wird. Das negative Vorzeichen drückt aus, dass der Übergang der Bewegungsgröße der Durchdringung entgegengesetzt ist, das Durchdringen also stets bremsend wirkt. Die Durchdringungskraft ist demnach zum Beispiel proportional zur Strömungsgeschwindigkeit, wenn das Korngefüge unverschieblich ist. Entsprechend sind auch nicht-lineare Beziehungen zwischen Durchdringungskräften und Relativgeschwindigkeiten sowie anisotrope Beziehungen möglich.

$$\hat{\mathbf{s}}_F = -R_{FS} \cdot (\dot{\mathbf{x}}_F - \dot{\mathbf{x}}_S)$$

}
 Geschwindigkeitsdifferenz
}
 Proportionalitätskonstante
 Durchdringungskräfte

Bild 7: Ansatz für eine konstitutive Beziehung des Übergangsterms für die Bewegungsgleichung des Wassers

$$\text{div } \underline{\mathbf{T}}_F + \rho_F \cdot (\mathbf{b} - \ddot{\mathbf{x}}_F) + \hat{\mathbf{s}}_F = \mathbf{0}$$

$$\hat{\mathbf{s}}_F = -R_{FS} \cdot (\dot{\mathbf{x}}_F - \dot{\mathbf{x}}_S)$$

$$\underline{\mathbf{T}}_F = \begin{bmatrix} -p_F & 0 & 0 \\ 0 & -p_F & 0 \\ 0 & 0 & -p_F \end{bmatrix}$$

Konstitutive Beziehung:
 hydrostatischer Spannungszustand

Bild 8: Auswertung der Bewegungsgleichung für die Phase Wasser

In Bild 8 ist die Auswertung der Bewegungsgleichung für die Phase Wasser dargestellt. Unter der Annahme, dass der Spannungszustand des Wassers als hydrostatisch angesetzt werden kann (gleiche Drücke in alle Richtungen, keine Schubspannungen) und der Übergangsterm gemäß konstitutiver Beziehung aus Bild 7 angesetzt wird, ergibt sich nach wenigen elementaren mathematischen Umformungen und einer Detaillierung der Proportionalitätskonstante R_{FS} aus Bild 7 die in Bild 9 dargestellte Gleichung.

$$-\text{grad } p_{FR} + \rho_{FR} \cdot (\mathbf{b} - \ddot{\mathbf{x}}_F) - \frac{n_F \cdot \eta_F}{K} \cdot (\dot{\mathbf{x}}_F - \dot{\mathbf{x}}_S) = 0$$

Systembeschleunigung Durchdringungskraft

} Druckgradient } Massenträgheitskraft } Relativgeschwindigkeit
} dyn. Viskosität Wasser
} Permeabilität Korngefüge

Bild 9: Ausgewertete Bewegungsgleichung für das Wasser mit Erklärung einzelner Terme

Mit dieser Gleichung kann die Bewegung von Wasser im Boden grundsätzlich beschrieben werden. Eine interessante Frage ist nun, welcher Zusammenhang zwischen dieser Glei-

chung und dem bekannten Gesetz von Darcy ($v = k \cdot i$) besteht, das ebenfalls den Anspruch erhebt, eine Gesetzmäßigkeit zur Strömung von Wasser im Boden zu sein.

Leicht erkennbar enthält die Gleichung in Bild 9 sowohl eine Geschwindigkeit, einen Gradienten sowie eine Permeabilität K in Vertretung der Durchlässigkeit k . Es gibt jedoch auch Terme, die im Darcy'schen Gesetz nicht vorkommen, obwohl sie aus übergeordneten mechanischen Prinzipien (v.a. dem Erhalt der Bewegungsgröße) abgeleitet wurden.

Bild 10 enthält einige Spezifikationen, um die aus mechanischen Prinzipien abgeleitete Bewegungsgleichung soweit zu reduzieren, dass darin letztendlich das Gesetz von Darcy zu erkennen ist. Dies erfolgt, um die im Gesetz von Darcy latent vorhandenen Annahmen zu identifizieren und dessen Anwendungsgrenzen herauszuarbeiten.

$$-\text{grad } p_{FR} + \rho_{FR} \cdot \mathbf{g} - \cancel{\ddot{x}_F} - \frac{n_F \cdot \eta_F}{K} \cdot (\dot{x}_F - \cancel{\dot{x}_S}) = 0$$

Bild 10: Spezifikationen der Bewegungsgleichung für Wasser

Als erstes werden hier die Massenträgheitskräfte zu streichen sein, da eine Beschleunigung (zweite zeitliche Ableitung der Bewegungsfunktion des Wassers x_F) im Gesetz von Darcy nicht enthalten ist. Als nächstes wird die Bewegungsgleichung auf ein konstantes Beschleunigungsfeld, nämlich das des Schwerfelds an der Erdoberfläche eingeschränkt (d.h. $b = g = 9,81 \text{ m/s}^2$). Als drittes wird die Geschwindigkeit des Korngefüges zu null gesetzt. Diese Spezifikationen sind in der Gleichung in Bild 10 eingearbeitet. Zum Schluss werden die Summanden der dann noch verbleibenden Gleichung durch den Betrag der Erdbeschleunigung $|g|$ und die Wichte des Wassers ρ_{FR} geteilt (vgl. Perau, 2001).

Die dann noch verbleibende Gleichung stellt das Gesetz von Darcy in der Form $i - v / k = 0$ dar. Darin stellen die ersten beiden Summanden den hydraulischen Gradienten, der letzte Summand den Quotient von Filtergeschwindigkeit und Durchlässigkeit dar.

Hinsichtlich des Gesetzes von Darcy und dessen Gültigkeit lassen sich daraus einige Erkenntnisse ziehen (vgl. Perau, 2001): Die Durchlässigkeit eines Korngefüges stellt den Kehrwert des Widerstands gegen das Durchdringen dar; er hängt vom Beschleunigungsfeld an der Erdoberfläche ab. Der k -Wert kann aus der Proportionalitätskonstanten zwischen Übergangsterm der Bewegungsgröße und Relativgeschwindigkeit der beiden Phasen hergeleitet (vgl. Bild 7) werden.

Die vollzogene Herleitung des Gesetzes von Darcy aus übergeordneten mechanischen Prinzipien zeigt die eingeschränkte Gültigkeit des Gesetzes von Darcy. So schließt die Streichung der Massenträgheitskräfte die theoretisch richtige Bearbeitung von dynamischen Fragestellungen aus. Die Spezifikation der Bewegungsgleichung auf das Schwerfeld der Erde schließt Anwendungen in anderen Schwerfeldern aus, so muss zum Beispiel bei Experimenten in der Schwerelosigkeit oder der Zentrifuge beachtet werden, dass auch hier von den latenten Voraussetzungen des Darcy'schen Gesetzes abweichende Bedingungen vorliegen. Auch die vorgenommene Vernachlässigung der Geschwindigkeit des Korngefüges stellt eine einschränkende Bedingung dar.

Da die geschilderten Einschränkungen bei allen gewöhnlichen Fragestellungen der Baupraxis zumindest näherungsweise eingehalten sind, ist die Verwendung des Darcy'schen Gesetzes dort grundsätzlich statthaft. Vorsicht ist aber zum Beispiel bei speziellen Laborversuchen und dynamischen Fragestellungen angebracht. Dort sollte im Vorfeld zumindest untersucht werden, ob die o.a. Vereinfachungen zulässig sind, d.h. die gestrichenen Terme der Bewegungsgleichung im Vergleich zu anderen Termen dieser Gleichung hinreichend klein und damit vernachlässigbar sind.

4 Das Prinzip der effektiven Spannungen

Auf die Frage nach dem „Prinzip der effektiven Spannungen“, das im Allgemeinen Terzaghi zugeschrieben wird, würde vom fachkundigen Ingenieur in erster Linie die in Bild 11 dargestellte, von Terzaghi formulierte Gleichung benannt werden.

$$\sigma' = \sigma - u$$

Bild 11: Terzaghis Gleichung zum Prinzip der effektiven Spannungen

Darin stellt σ' die effektiven oder wirksamen Spannungen, σ die totalen Spannungen und u den Porenwasserdruck dar. Nicht ohne Grund – wie in Lade & de Boer (1997) ausführlich dargelegt – wurde dieses Prinzip über viele Jahrzehnte hinweg mit teilweise kontroversen Ansichten diskutiert. Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen von Lade & de Boer (1997) sowie die klar formulierten Schlussfolgerungen zum Beispiel von Kolymbas (2007) haben die kontroverse Diskussion quasi beendet, da sie die Relation des „Prinzips“ zur o.a. Gleichung in Bild 11 herausgearbeitet haben.

Da auf der einen Seite die Untersuchungen von Lade & de Boer ausführlich und wenig pointiert sind, auf der anderen Seite die Aussagen von Kolymbas sehr pointiert aber nicht ausführlich sind, erscheint eine weitere Ausführung dieser Thematik – unter Einbeziehung eines gedanklichen Experiments Terzaghis (1942) – sinnvoll.

Gegenstand des Prinzips ist zweifelsfrei die Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Korngefüges eines Bodens, dessen Poren mit Wasser gefüllt sind. Es handelt sich also wie in Bild 12 dargestellt um ein Zweiphasenmodell mit einem deformierbaren Festkörper (Korngefüge) und einem Fluid (Wasser). Mit dem „Prinzip“ soll also quantitativ beschrieben werden, welche Rolle das Porenfluid Wasser bei dem mechanischen Verhalten des Korngefüges spielt.

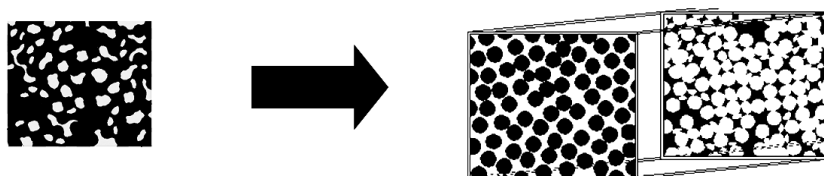


Bild 12: Zweiphasenmodell für den Boden (Korngefüge, Wasser)

Zunächst erscheint eine grundlegend schärfere Definition der im Zusammenhang mit dem „Prinzip der effektiven Spannungen“ verwendeten Begriffe angebracht:

In Übereinstimmung mit Terzaghi werden hier unter den totalen Spannungen σ die Spannungen verstanden, die vom Boden insgesamt aufgenommen werden. Dies wären z.B. in einem mit Boden gefüllten Standzylinder, wie er in Bild 13 dargestellt ist, an dessen Unterseite die Spannungen, die aus einer Wägung des gesamten Bodens und einer Division durch die Querschnittsfläche bestimmt werden können. Der Porenwasserdruck u könnte dort durch eine Messung der Standrohrspiegelhöhe bestimmt werden und muss hier nicht näher erläutert werden. Die Spannungen im Korngefüge σ' müssen notwendigerweise genau die Differenz ($\sigma - u$) dieser beiden Spannungen betragen. Dies folgt – anschaulich gesprochen – aus einem „inneren Kräftegleichgewicht“, dass also die Kräfte, die insgesamt vom Boden über eine Querschnittsfläche aufgenommen werden, zu einem Anteil vom Korngefüge und zu einem anderen Anteil vom Wasser aufgenommen werden. Für eine differenziertere Betrachtung auch hinsichtlich des Auftriebs siehe Perau (2001).

Folgt man diesen Definitionen, ergibt sich automatisch eine Bedeutung der Gleichung in Bild 11. Es handelt sich um ein relativ einfaches mechanisches Prinzip, dass nämlich die Kräfte, die in einer Querschnittsfläche von einem Mehrphasensystem (Boden) übertragen werden, genau von der Summe der Kräfte der einzelnen Phasen (Korngefüge und Wasser) aufgenommen werden müssen. Die Gleichung spiegelt demnach zwar ein wichtiges Prinzip wider; stellt jedoch nicht die gefragte Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Korngefüges dar. Was nämlich die Auswirkung des Wassers, insbesondere hier des Wasserdrucks u auf das mechanische Verhalten des Korngefüges ist, wird durch diese Gleichung keineswegs ausgedrückt.

Terzaghi (1942) führt zur Erklärung seines Prinzips ein einfaches und ausdrucksvolles gedankliches Experiment an. Damit scheint er die Richtigkeit der von ihm aufgestellten Gleichung in Bild 11 unterlegt zu haben – in Wirklichkeit belegt das Experiment etwas ganz anderes: nämlich welchen Einfluss der Porenwasserdruck auf das mechanische Verhalten des Korngefüges besitzt.

Das Experiment beginnt – wie in Bild 13 dargestellt – mit zwei Standzylindern, die beide identisch bis zu einer gewissen Höhe mit Boden (Korngefüge und Wasser) gefüllt sind.

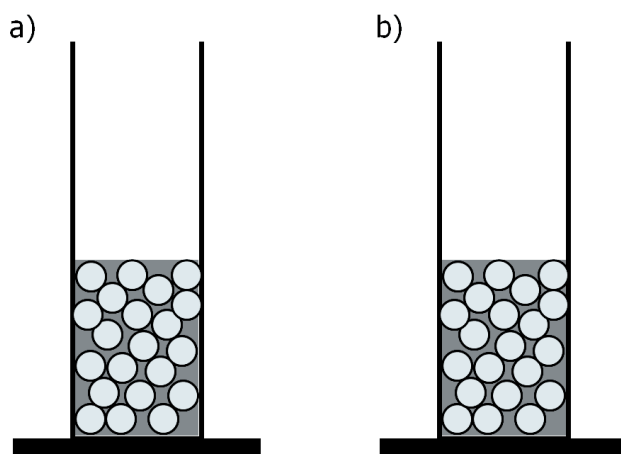


Bild 13: Terzaghis Experiment – Ausgangssituation mit zwei Standzylindern

Dann werden in beiden Standzylindern auf den Boden Lasten aufgebracht (Bild 14): der links dargestellte Standzylinder (a) wird mit Wasser, der rechts dargestellte Standzylinder (b) ausschließlich mit Bodenkörnern aufgefüllt und der ursprünglich bereits vorhandene Boden auf diese Weise belastet.

Im Bild 14 ist unten dargestellt, wie sich dabei jeweils der Porenwasserdruck u und die Spannungen im Korngefüge σ' (siehe Definition oben) verändern.

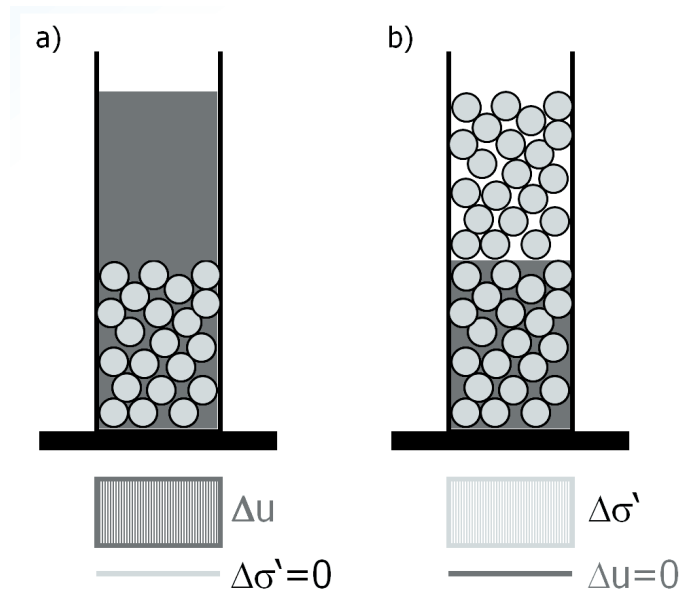


Bild 14: Terzaghis Experiment – Lastaufbringung:
(a) Auffüllen mit Wasser, (b) Auffüllen mit Bodenkörnern

Bei der Lastaufbringung durch Wasser (a) steigt der Porenwasserdruck um Δu , die Spannungen im Korngefüge bleiben unverändert ($\Delta\sigma' = 0$). Wird dabei das mechanische Verhalten des Korngefüges beobachtet, lässt sich feststellen, dass sich dieses nicht verformt hat. Die Steigerung des Porenwasserdrucks hat auf das mechanische Verhalten des Korngefüges also keinen Einfluss. Ebenfalls hätte die Steigerung des Porenwasserdrucks bei einem analog durchgeführten Triaxialversuch keinen Einfluss auf die Scherfestigkeit und damit das mechanische Verhalten des Korngefüges. Terzaghi spricht daher beim Porenwasserdruck mit Recht von einer neutralen Spannung, also von einer Spannung, die sich hinsichtlich des mechanischen Verhaltens des Korngefüges neutral verhält.

Anders verhält es sich beim Standzylinder (b). Infolge der Lastaufbringung durch Bodenkörner steigen hier die Spannungen im Korngefüge um $\Delta\sigma'$; hier bleibt der Porenwasserdruck unverändert ($\Delta u = 0$). Wie sich eine Belastungssteigerung für das Korngefüge auswirkt, ist in Bild 15 dargestellt.

Mit der Lastaufbringung durch die Bodenkörner geht eine Verformung des Korngefüges einher. Das Korngefüge wird durch die Steigerung der Spannungen im Korngefüge zusammengedrückt, in dem sich die einzelnen Körner umlagern und das Korngefüge so dichter wird. Die Spannungen im Korngefüge sind also hinsichtlich des mechanischen Verhaltens des Korngefüges wirksam. Das Gleiche gilt für einen Triaxialversuch, bei dem analog dazu die Spannungen auf das Korngefüge variiert werden (Lade & de Boer, 1997). Terzaghi spricht daher bei der Spannung im Korngefüge von der effektiven Spannung, also von einer

Spannung, die hinsichtlich des mechanischen Verhaltens des Korngefüges wirksam oder effektiv ist. Dabei wird auch zugrunde gelegt, dass der Porenwasserdruck sich hier völlig neutral verhält, also keinen Einfluss auf das mechanische Verhalten nimmt. Die Spannungen im Korngefüge erscheinen hier also exklusiv als "effektive Spannungen".

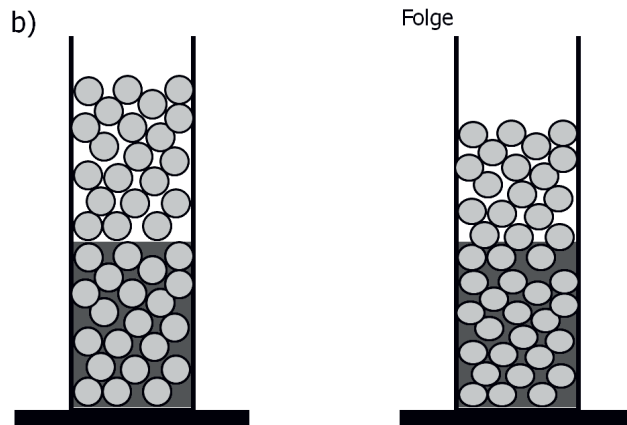


Bild 15: Terzaghis Experiment – (b) Lastaufbringung durch Auffüllen mit Bodenkörnern und deren Folge (Zusammendrückung des Korngefüges)

Dem Experiment Terzaghis folgend, könnten die Begriffe „Porenwasserdruck u “ und „neutrale Spannungen“ einerseits und „Spannungen im Korngefüge σ' “ und „effektive Spannungen“ andererseits gleichgesetzt werden. Dies wäre jedoch ein voreiliger Trugschluss, wie die Experimente von Lade & de Boer (1997) eindrucksvoll belegen.

Zur Widerlegung dieses Trugschlusses reicht jedoch schon eine einfache Weiterentwicklung des gedanklichen Experiments von Terzaghi aus. Analog zu den Experimenten von Lade & de Boer (1997) könnten für das in Bild 13-15 dargestellte Experiment statt der typischen Bodenkörner aus Quarz, die selber als inkompressibel, nicht deformierbar und undurchlässig gelten können, auch Körner verwendet werden, die diese Eigenschaften eben nicht besitzen.

Man stelle sich vor, dass in dem in Bild 13-15 dargestellten Experiment statt der realen Bodenkörner z.B. Gummibälle verwendet werden, die allerdings schwerer als Wasser sein sollten. Hier würde die in Bild 14(a) dargestellt Steigerung des Porenwasserdrucks zu einer Zusammendrückung der Bälle selber und damit auch zu einer Verformung des Korngefüges führen – der Porenwasserdruck könnte dann nicht mehr als neutrale Spannung bezeichnet werden. Eine Veränderung der Spannungen im Korngefüge hätte dann zwar ebenfalls Auswirkungen auf die Verformung und damit die mechanischen Eigenschaften des Korngefüges, von einer exklusiven Effektivität kann dann jedoch nicht mehr die Rede sein. Die Spannungen im Korngefüge als „effektive Spannungen“ zu bezeichnen, wäre dann falsch.

Ähnlich liegt der Fall, wenn sich die einzelnen Körner unter dem Einfluss des Porenwasserdrucks verformen könnten, zum Beispiel unter hohen Porenwasserdrücken Extremitäten wie Ecken, Kanten oder Rillen verlören oder die Körner gar brächen; dann könnten sich selbst bei Inkompressibilität des Kornmaterials die Festigkeitseigenschaften des Materials (Reibung, Kohäsion) mit zunehmendem Porenwasserdruck positiv wie negativ, unter Umständen sogar dauerhaft verändern. Auch bei derartigen Kornmaterialien dürfte also der Porenwasserdruck nicht mehr als eine neutrale Spannung und die Spannung im Korngefüge nicht

mehr als effektive Spannungen gesehen werden. Das Materialverhalten könnte hier sogar weitaus komplexer sein.

Aus dieser Überlegung allein wird bereits deutlich, dass die effektiven Spannungen im Boden auch für Verformungs- und Festigkeitsverhalten von Böden grundsätzlich unterschiedlich sein können und nicht ohne weiteres übertragbar sind. Lade & de Boer (1997) verweisen auf derartige experimentelle Beobachtungen.

Welche Spannungen im Boden genau die „effektiven Spannungen“ dieses Bodens sind, kann also nicht mit einem Prinzip erklärt werden, sondern dessen Festlegung stellt die Beschreibung einer mechanischen Eigenschaft dieses spezifischen Bodens dar. Es handelt sich dabei um eine konstitutive Beziehung, deren Einzelheiten und Parameter nur durch experimentell gestützte Überlegungen ermittelt werden können (vgl. Kolymbas, 2007).

Bei der besagten Definition der konstitutiven Beziehung zur Beschreibung des mechanischen Verhaltens des Korngefüges wird in erster Linie zu berücksichtigen sein, welches Verformungs- und Festigkeitsverhalten die einzelnen Bodenkörner unter den auftretenden Porenwasserdrücken haben. Für die meisten Aufgabenstellungen in der Geotechnik wird die klassische Vorgehensweise, den Porenwasserdruck u als neutrale Spannung und die Spannungen im Korngefüge σ' als effektive Spannungen zu sehen, ausreichen.

5 Literatur

- Bowen, R. M. (1976): Theory of Mixtures. Continuum Physics Vol. III Mixtures and EM Field Theories. Ed.: Eringen. S. 1-127. New York u.a.O.
- Bowen, R. M. (1980): Incompressible Porous Media Models by Use of the Theory of Mixtures. International Journal on Engineering Science 18. S. 1129-1148
- Ehlers, W. (1989): Poröse Medien, ein kontinuumsmechanisches Modell auf der Basis der Mischungs-
theorie. Forschungsbericht aus dem Fachbereich Bauwesen, Universität-Gesamthochschule
Essen. Heft 47. Essen
- Gudehus, G. (1995): A comprehensive concept for non-saturated granular bodies. Proceedings of the
first International Conference on Unsaturated Soils. UNSAT '95, Paris. Vol. 2, S. 725-737, Rotter-
dam
- Kolymbas, D. (2007): Geotechnik, Bodenmechanik, Grundbau und Tunnelbau, 2. Auflage, Springer-
Verlag, Berlin.
- Lade, P. & de Boer, R. (1997): The concept of effective stress for soil, concrete and rock. Géotechni-
que 47. No.1. S. 61-78
- Perau, E. (2001): Die Phasen des Bodens und ihre mechanischen Wechselwirkungen - Ein Konzept
zur Mechanik teilgesättigter Böden, Mitteilungen aus dem Fachgebiet Grundbau und Bodenme-
chanik, Heft 28, Hrsg.: Prof. Dr.-Ing. W. Richwien, Essen
- Terzaghi, K. v. (1942): Theoretical Soil Mechanics, New York: Wiley
- Truesdell, C. (1984): Rational Thermodynamics. 2nd Edition. New York u.a.O.
- Truesdell, C. & Noll, W. (1992): The non-linear field theories of mechanics. 2nd Edition. Berlin u.a.O.

Havarie an der Kanalbrücke Lippe und Hinweise zum Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch

Dr.-Ing. Markus Herten, Dipl.-Ing. Eva Dornecker,
Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Referat Grundbau

1 Einleitung

Am 11. Oktober 2005 kam es beim Neubau der Kanalbrücke Lippe im Bereich der Neuen Fahrt Olfen am Dortmund-Ems-Kanal (DEK) zu einem Kanalwasseraustritt unter einer Flügelwand am nördlichen Widerlager der im Betrieb befindlichen alten Kanalbrücke. Durch das Schließen der Sicherheitstore Datteln und Schlieker konnte das Leerlaufen des Kanals auf einen 8 km langen Abschnitt begrenzt werden (siehe Bild 1). Nur durch den ungehinderten Abfluss des Kanalwassers in die Lippe und das umsichtige Handeln der Beteiligten kam es zu keinen Personenschäden. Jedoch betrug allein die Sanierungskosten für die Beseitigung der Schäden über 15 Millionen Euro und der Kanal musste für mehrere Wochen gesperrt werden. Im Folgenden werden das Projekt und der Schadenshergang kurz beschrieben. Weiterhin werden einzelne Ergebnisse der Untersuchungen zum Hydraulischen Grundbruch, die aufgrund des Schadensfalls in der BAW durchgeführt wurden, dargestellt.



Bild 1: Lageplan

2 Projektbeschreibung

Der Dortmund-Ems-Kanal (DEK) wird für das Großmotorgüterschiff ausgebaut. Im Rahmen dieser Maßnahme müssen die Kanalbrücken zur Überführung des Dortmund-Ems-Kanals über die Ems und über die Lippe erneuert werden. Baubeginn an der Kanalbrücke-Lippe war im Frühjahr 2004. Mit dem Bau der Kanalbrücke-Ems soll demnächst begonnen werden. Wie aus der Luftaufnahme von der Kanalbrücke Lippe (Bild 2) zu erkennen ist, liegt das Baufeld in einer hohen Dammstrecke des DEK. Die Dammkrone liegt ca. 15 m über dem natürlichen Gelände. Der Normalwasserspiegel der Lippe ist ungefähr 16 m tiefer als der des Kanals. Die Dämme des DEK und die oberen Meter des natürlichen Geländes bestehen aus schluffigen Sanden. Darunter steht als tragfähiger Baugrund fester Sandmergel an.

Die Baumaßnahme muss unter laufendem Schifffahrtsverkehr durchgeführt werden. Daher wurde direkt neben dem vorhandenen ein neuer Stahltrog hergestellt. Erst nach dessen Inbetriebnahme wurde die alte Kanalüberführung abgeschottet und abgerissen. Sie soll durch einen weiteren neuen Trog an gleicher Stelle ersetzt werden. Zum Zeitpunkt der Havarie waren die Arbeiten auf der Nordseite annähernd soweit fortgeschritten, wie das Luftbild vom August 2005 den Zustand für die Südseite zeigt (Bild 2).



Bild 2: Luftaufnahme der Baumaßnahme vom 18.08.2005

Die nördlichen Widerlager der alten und der neuen Kanalbrücke wurden als Flächengründung bei NN + 37,00 m auf dem festen Sandmergel errichtet. Die alten und die neuen Flügelmauern sind auf Pfählen, die im Sandmergel enden, gegründet. Die Unterkante der alten nordöstlichen Flügelwand liegt mit NN + 43,50 m deutlich höher als die Gründungsebene der Widerlager.

3 Schadenshergang

Am Schadenstag wurde kurz vor Mittag von einem Arbeiter ein Wasseraustritt zwischen den nördlichen Widerlagern der alten und der neuen Kanalbrücke beobachtet. Die umgehend informierte Bauaufsicht entdeckte zusätzlich einen Wasserstrudel im Kanal vor der Flügelwand des alten nördlichen Widerlagers (Bild 3). Der Wasseraustritt nahm in kürzester Zeit beträchtlich zu. Das Wasser lief aus dem Kanal unter der auf Pfählen gegründeten Flügelwand (Bild 4) in eine sehr schmale Baugrube, die mit einem Auflastfilter gesichert werden sollte, und von dort zwischen den beiden Widerlagern in die Lippe (Bild 5).

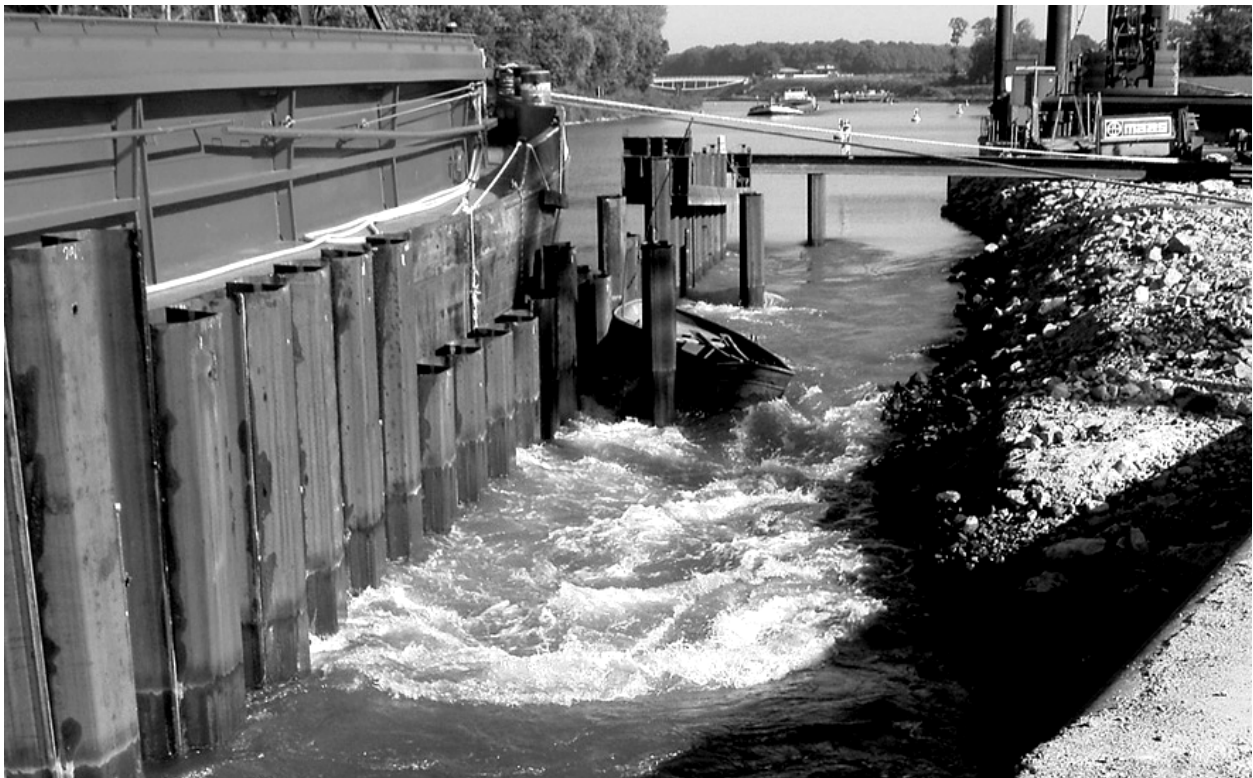


Bild 3: Wasserstrudel vor der Flügelwand des nördlichen Widerlagers

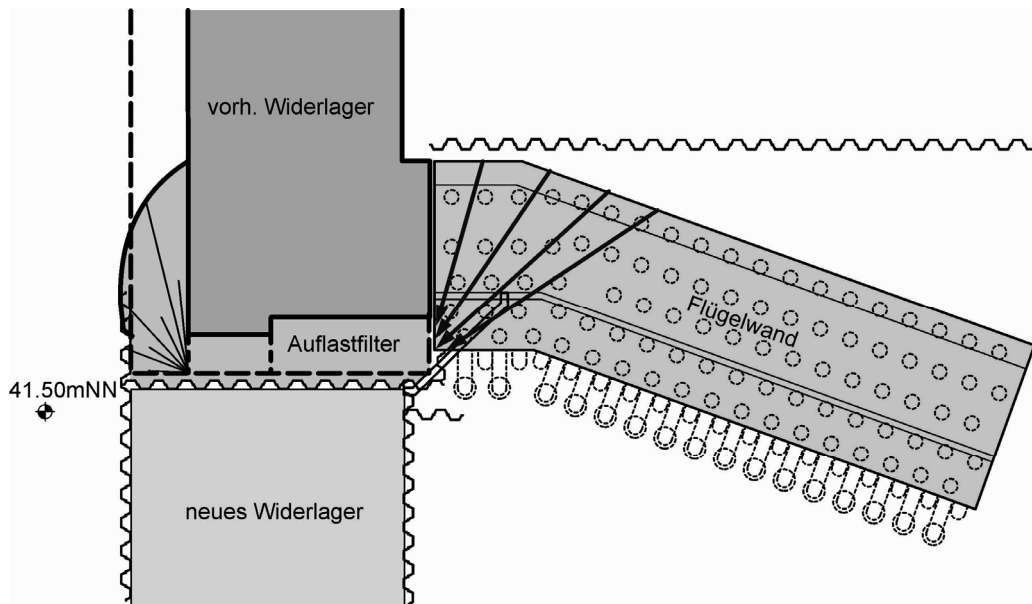


Bild 4: Schnitt durch die Gründungen bei 45,0 m ü. NN mit Wasserzustrom zum Auflastfilter

Es wurde Großalarm ausgelöst und nachdem alle Schiffe den Abschnitt verlassen hatten, konnten die Sicherheitstore geschlossen werden. Zusätzlich wurde die Entlastungsanlage zum Entleeren des Kanalabschnittes geöffnet. Der Versuch, durch Zugabe von Bodenmaterial die Fehlstelle wasserseitig zu schließen, scheiterte. Aufgrund der hohen Strömungsgeschwindigkeiten erodierte der an die Flügelwand angrenzende Damm und brach (Bild 6). Ein Kanalabschnitt von 8 km Länge entleerte sich vollständig in die Lippe.



Bild 5: Blick auf die Baugrube zwischen den beiden Widerlagern



Bild 6: Luftbild vom gebrochenen Damm neben der unterströmten Flügelwand

4 Hydraulischer Grundbruch

Bei intakter Dichtung findet nur eine geringe Grundwasserströmung zur Lippe statt. Erst durch ein hydraulisches (Teil-)Versagen der Kanaldichtung kommt es zu einem deutlichen Zustrom von Kanalwasser in den Untergrund. Da der Ausfall einer Dichtung nach MSD (2005) prinzipiell zu berücksichtigen ist, wird im Weiteren nicht auf die Ursache für den Ausfall der Tondichtung eingegangen. Vielmehr werden nur die Standsicherheitsnachweise und hier explizit der Nachweis gegen Hydraulischen Grundbruch für diesen Lastfall betrachtet. Auf vorhergehende Bauzustände, die teilweise mit Abwehrbrunnen gesichert wurden, wird nicht eingegangen und es werden zusätzlich zum besseren Verständnis vereinfachte Annahmen (z. B. für den Baugrund) getroffen. Eine Übersicht über die wesentlichen Veröffentlichungen zu Fragen des Hydraulischen Grundbruchs ist in Hettler (2008) enthalten.

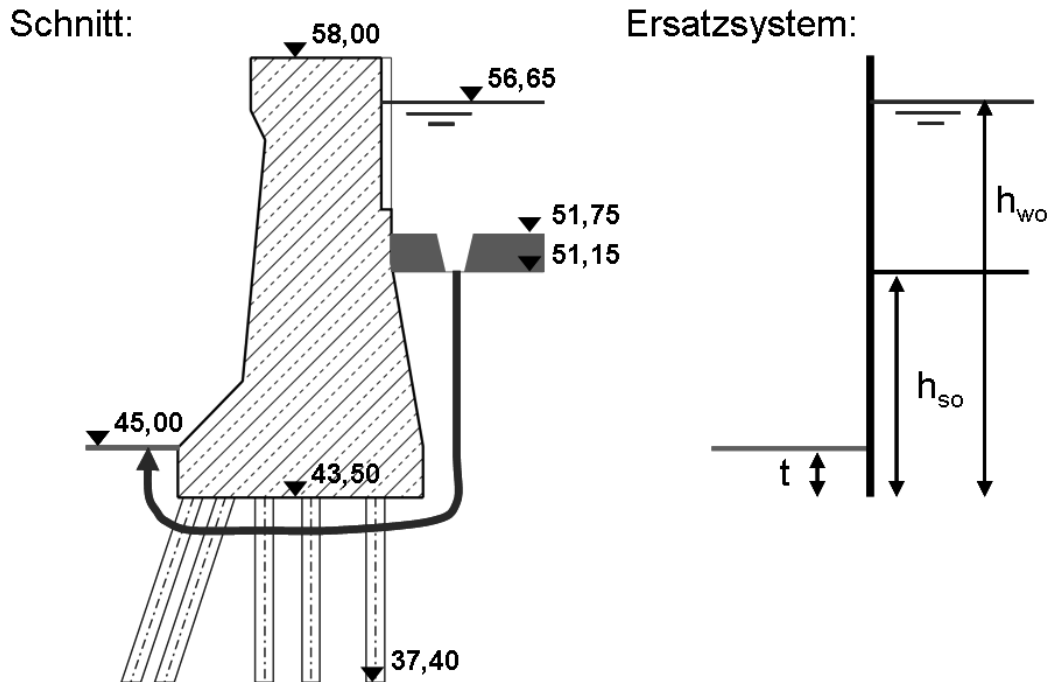


Bild 7: Schnitt durch die unterströmte Flügelwand und Ersatzsystem

In Bild 7 ist ein Schnitt vom Kanal zur Baugrube zwischen den beiden Widerlagern durch die Flügelwand dargestellt. Die Flügelwand ist wie einleitend beschrieben auf Pfählen gegründet, die im Mergel abgesetzt sind. Bei einem Ausfall der Tondichtung kann das Kanalwasser durch den rolligen Boden zur Sohle der Baugrube strömen (Bild 4). In der Sohle von auf Pfählen gegründeten Bauwerken darf nach MSD (2005) kein Potentialabbau berücksichtigt werden, d. h. es ist mit einer hydraulisch wirksamen Fuge zwischen Sohle und Boden zu rechnen. Vereinfacht kann aufgrund des nicht zu berücksichtigenden Potenzialabbaus die Dicke des Bauteils entsprechend reduziert werden, wodurch die bis zu 8 m breite Flügelwand wie eine Spundwand betrachtet werden kann (siehe Ersatzsystem Bild 7). Zur weiteren Vereinfachung wurde das Potential an diesem Spundwandfuß mit der Formel nach EAU 2004 und nicht mit Hilfe eines Potentialliniennetzes ermittelt. Diese Vorgehensweise ermöglicht nur die Untersuchung an einem Stromfaden nach Baumgarten/Davidenkoff (1970) und nicht einen Nachweis des hydraulischen Grundbruchs mit einem Bruchkörpers nach Terzaghi/Peck (1961), was Ergebnisse auf der sicheren Seite liefert. Für den in Bild 7 dargestellten Schnitt wird die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch (η nach altem Sicherheitskonzept) bei Variation der Einbindetiefe t unter Annahme eines homogenen Baugrunds ohne Auflastfilter ermittelt. Der Wasserspiegel auf der Luftseite entspricht hierbei immer der Geländeoberkante.

Unter Anwendung der in der EAU 2004 aufgeführten Formel

$$h_F = \frac{h_{WU} \sqrt{h_{SO}} + h_{WO} \sqrt{t}}{\sqrt{h_{SO}} + \sqrt{t}} \quad \text{mit}$$

$$h_r = h_F - h_{WU}$$

kann das Potential am Spundwandfuß berechnet werden. Hierin bedeuten (siehe Bild E115-1 EAU 2004):

h_r = Differenz der Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfußpunkt gegenüber der
 Unterwasserspiegelhöhe,
 h_F = Standrohrspiegelhöhe am Spundwandfußpunkt,
 h_{so} = durchströmte Bodenhöhe auf der Oberwasserseite der Spundwand,
 h_{wo} = oberwasserseitige Wasserspiegelhöhe über dem Spundwandfuß,
 h_{wu} = unterwasserseitige Wasserspiegelhöhe über dem Spundwandfuß,
 t = Einbindetiefe der Spundwand.

Angewendet auf das Ersatzsystem ergeben sich hier:

$$\begin{aligned}
 t &= h_{wu} \\
 h_{so} &= 51,15 - 43,50 = 7,65 \text{ m} \\
 h_{wo} &= 56,65 - 43,50 = 13,15 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Vereinfacht wird die Wichte des Bodens unter Auftrieb der des Wassers gleichgesetzt.

$$\gamma' = \gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3 .$$

Somit kann die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch nach Baumgarten/Davidenkoff als Verhältnis des „Gewichts“ $t \cdot \gamma'$ des Stromfadens unter Auftrieb zur Strömungskraft $h_r \cdot \gamma_w$ in dem Stromfaden ermittelt werden mit:

$$\eta(t) = \frac{t \cdot \gamma'}{h_r(t) \cdot \gamma_w} = \frac{t}{h_r(t)}$$

Zusätzlich wurde berücksichtigt, dass es sich bei der realen Baugrubengeometrie um eine räumliche Anströmung handelt. Die Sicherheit wurde daher mit einem Formfaktor $f = 0,6$ multipliziert. Der Formfaktor wurde durch Vergleichsrechnungen der BAW mittels 3-D-Grundwasserströmungsmodell ermittelt. Das Ergebnis dieser Berechnungen, die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch in Abhängigkeit von der Einbindetiefe, ist in Bild 8 als gestrichelte schwarze Linie dargestellt. Für das untersuchte Beispiel wäre für eine ausreichende Sicherheit bei einem Ausfall der Dichtung (Lastfall 3 $\rightarrow \eta = 1,2$ nach MSD von 1998) bei homogenem Baugrund eine Einbindetiefe von 6,42 m erforderlich.

In einem zweiten Schritt wurde für die Ermittlung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch auf der Luftseite ein Auflastfilter berücksichtigt. Da der Auflastfilter keinen Einfluss auf die Ermittlung des Potentials am Spundwandfuß hat, wurde er in der Berechnung durch eine Auflast berücksichtigt, die hier exemplarisch mit 25 kN/m² angesetzt wurde. Die so ermittelten Sicherheiten gegen hydraulischen Grundbruch in Abhängigkeit von der Einbindetiefe der

Wand sind in Bild 8 als durchgehende rote Linie dargestellt. Dabei ergibt die Berechnung, dass für dieses System mit Auflast sowohl bei Einbindetiefen der Wand von $t \geq 4,90$ m als auch von $t \leq 0,10$ m eine ausreichende Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch im Lastfall 3 vorhanden ist.

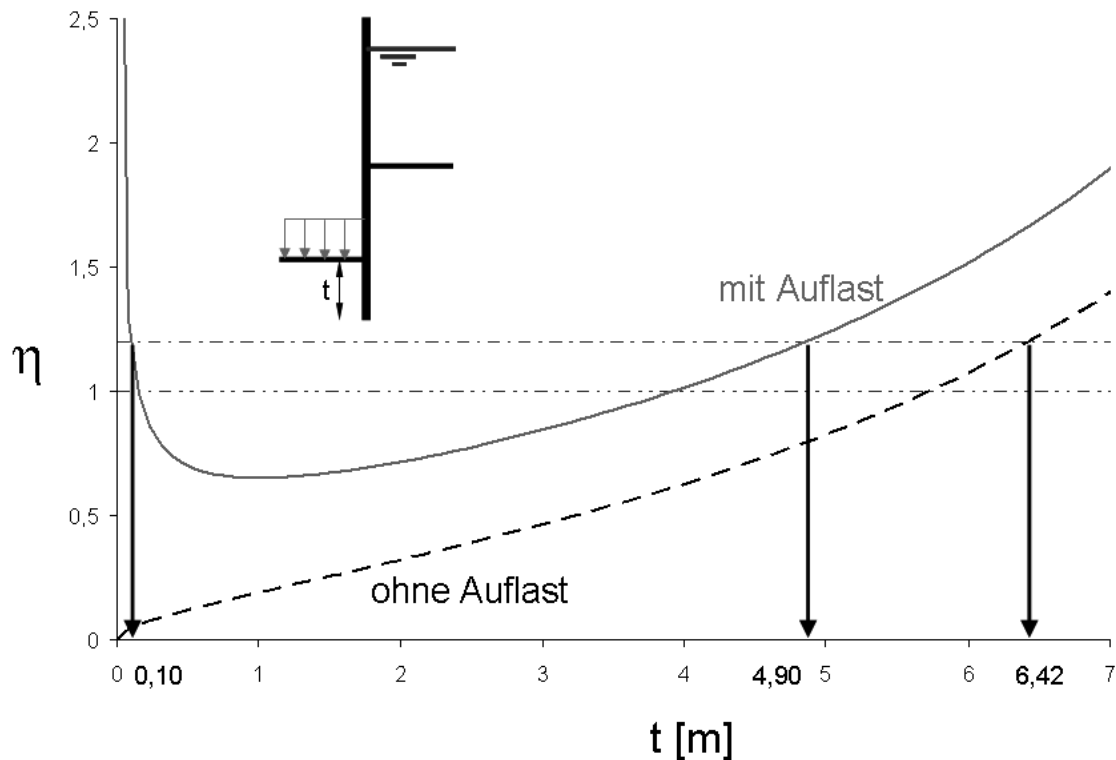


Bild 8: Sicherheit gegen Hydraulischen Grundbruch für verschiedene Einbindetiefen

Dies ist auf die Bestimmung der Sicherheit mit

$$\eta(t) = \frac{t \cdot \gamma' + G_{\text{Filter}}}{h_r(t) \cdot \gamma_w}$$

zurückzuführen. Wird der Boden komplett abgegraben ($t \rightarrow 0$) gehen sowohl das Bodengewicht als auch die Strömungskraft gegen Null, und es ergibt sich eine unendlich große Sicherheit.

$$\eta(t \rightarrow 0) = \frac{0 + G_{\text{Filter}}}{0} = \infty$$

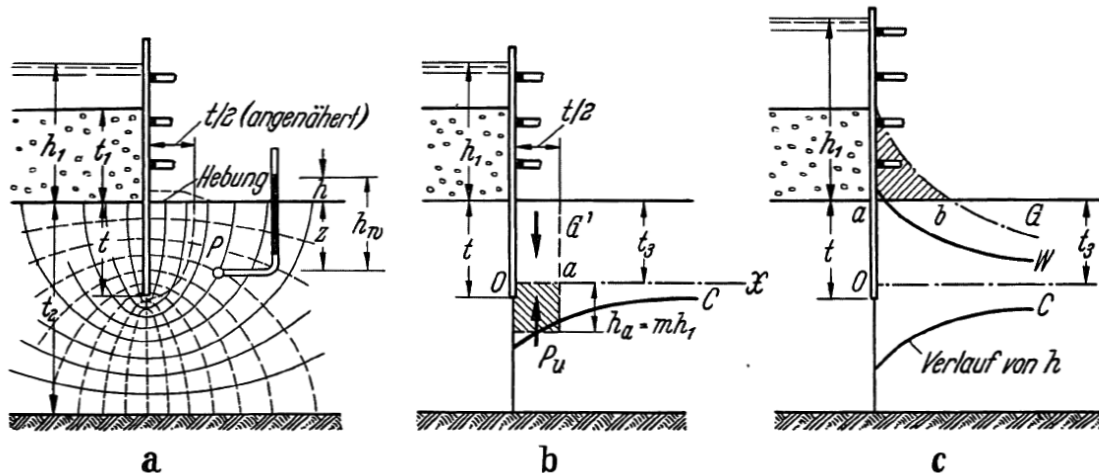


Bild 9: Grafische Bestimmung der Sicherheit aus Terzaghi K./Jelinek R. Abb. 79

Damit ließe sich für jedes System mit einer beliebigen Auflast eine ausreichende Sicherheit nachweisen, indem gegebenenfalls tiefer abgegraben wird. Numerische Untersuchungen von Odenwald & Herten (2008) haben gezeigt, dass dieses auch bei einer Nachweisführung mit einem Bruchkörper nach Terzaghi/Peck auftritt. Es ist jedoch offensichtlich, dass eine geringere Einbindetiefe in der Realität nicht zu höheren Sicherheiten führen kann. Für den Grenzfall ohne Einbindung der Baugrubenwand wurde z. B. von Weißenbach (1977) schon erwähnt, dass eine solche Sohle stets aufbruchgefährdet ist.

Ein realistischeres Ergebnis ergibt sich, wenn, wie in Terzaghi & Jelinek (1954) schon beschrieben, das Gleichgewicht nicht nur am Spundwandfuß, sondern auch in anderen Tiefenlagen betrachtet wird (Bild 9). Sie schreiben: „Die Untersuchung kann für verschiedene waagerechte Schnitte durch den Sand wiederholt werden, die in verschiedenen Tiefen t_3 unter der Baugrubensohle anzunehmen sind. Die kritische Druckhöhe ist durch die Bedingung $h_p = \text{Minimum}$ bestimmt und die waagrechte Schnittfläche, die zu diesem Minimum führt, ist die kritische Schnittfläche. Sie stellt die untere Begrenzung der Sandmasse dar, die im Anfangszustand der Grundbrucherscheinung einem Hochdrücken unterworfen ist.“

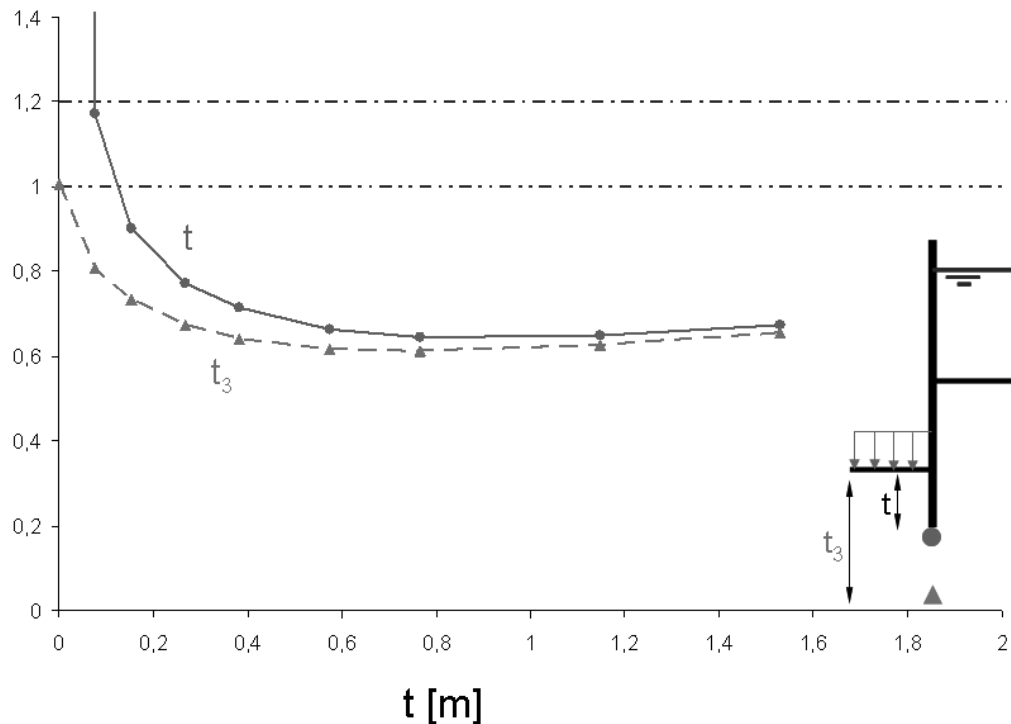


Bild 10: Sicherheit in der maßgebenden Tiefe und am Spundwandfuß

Um die von Terzaghi & Jelinek geforderte maßgebende Tiefe für die Ermittlung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch für verschiedene Einbindetiefen der Spundwand t ermitteln zu können, wurde je ein Strömungsnetz für jede Einbindetiefe ermittelt. Für die Berechnungen wurde weiterhin nur ein Stromfaden betrachtet. Die maßgebende Tiefe t_3 für den Nachweis wurde durch Variation bestimmt. Sie ist hier größer als die Einbindetiefe t . In Bild 10 ist die so ermittelte Sicherheit in Abhängigkeit von der Einbindetiefe t der Spundwand dargestellt (gestrichelte pinkfarbene Linie). Im Unterschied zu den Berechnungen mit einem Stromfaden, der immer am Spundwandfuß beginnt (durchgezogene rote Linie), steigt die Sicherheit nicht mehr ins Unendliche bei einer Abgrabung bis zum Fuß der Spundwand, d. h. es ist rechnerisch eine Auflast deutlich größer Null erforderlich. Es zeigt sich jedoch auch hier, dass bei einer Einbindetiefe der Wand von $t = 0,8$ m die Sicherheit wieder ansteigen würde, obwohl dabei auch die abzubauenende Druckdifferenz $\Delta h = h_{so} - h_{wu}$ ansteigt. Ein Vorschlag wie für solche außergewöhnlichen Bemessungssituationen ($t \rightarrow 0$) der Nachweis im Sinne von Terzaghi mit dem neuen Teilsicherheitskonzept angewendet werden könnte, ist in Odenwald & Herten (2008) enthalten. Es wird empfohlen, für die Ermittlung des Gewichts des Filters die rechnerisch geringer werdende erforderliche Auflast bei sehr kleinen Einbindetiefen nicht zu berücksichtigen.

Eine weitere Verbesserung bei den rechnerischen Nachweisen könnte erreicht werden, wenn wiederum ein Hinweis von Terzaghi (1925) aufgegriffen würde. Er schreibt: „Falls nun das Gewicht an irgendeiner Stelle nicht hinreicht, um in der Erddruckzone senkrecht zu den Kraftlinien wirkenden Druck zu kompensieren, so tritt an dieser Stelle die als Zerrung des Sandes bezeichnete Erscheinung ein. Die Zerrung hat eine Zunahme des Porenvolumens zur Folge. ... d. h. es bildet sich am Ort der Umlagerung eine Zone erhöhter Durchlässigkeit.“

Die Stromlinien werden nach der Stelle verminderten Strömungswiderstandes hin abgelenkt und die mit der Zusammendrängung der Stromlinien verbundene örtliche Zunahme der Strömungsgeschwindigkeit führt den Grundbruch herbei.“

Statt die von Terzaghi beschriebene Kraftlinie zu verwenden, könnten gekoppelte Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt werden. D. h. Dehnungen der Elemente, verursacht durch Strömungskräfte, beeinflussen die Durchlässigkeit der Elemente und führen dadurch zu Änderungen der Strömungskräfte und erzeugen wiederum weitere Dehnungen. Solche Berechnungen und auch die Anwendungen der Distinkten-Element-Methode können zukünftig dabei helfen, ein besseres Verständnis für solche Grenzzustände zu entwickeln. Somit könnte der Widerspruch - größere Sicherheit durch tieferes Abgraben - aufgelöst werden, und es würde eine wirtschaftlichere aber trotzdem ausreichend sichere Bemessung ermöglicht.

5 Schlussfolgerungen

Der Schadensfall zeigt, dass der Ausfall einer Sohldichtung kein akademischer Lastfall ist, insbesondere dann, wenn Bautätigkeiten stattfinden. Der Ausfall der Dichtung kann aber nur als Auslöser nicht als Ursache für den Schaden bezeichnet werden, da er für alle Bauzustände zu berücksichtigen war. Eine Ursache hingegen lässt sich mit einem Zitat aus Terzaghi & Peck (1961) treffend beschreiben: „Jeder Wasseraustritt aus dem Baugrund an der Grenze zwischen einer groben und einer feinkörnigen Schicht (Anmerkung: hier der Auflastfilter) kann ein Ausspülen des feineren Erdstoffs verursachen, sofern die Geschwindigkeit des ausströmenden Wassers groß ist. Das Ausspülen beginnt gewöhnlich mit der Bildung kleiner Quellen an verschiedenen Punkten entlang der Grenze, von wo in rückwärtige Richtung verlaufende, schlauchartige Hohlräume ausgehen, die bis zur Fläche, wo das Wasser in den Boden eindringt, führen können. Dieser Vorgang wird **unterirdische rückschreitende Erosion** genannt. Sie ist eine der größten Gefahren für Staudämme und **die Ursache für einige der folgenschwersten Dammbüche**.“ D. h. schon bevor es wegen zu großer Strömungskräfte zu dem oben beschriebenen Hydraulischen Grundbruch kommen kann, besteht mit Beginn des Wasserzutritts sogar bei geringen Strömungskräften die Gefahr des Versagens durch Erosion. Einen solchen Wasserzutritt hat es vor dem Schadensereignis nachweislich gegeben.

Erosion kann jedoch verhindert werden, indem der Auflastfilter nach dem Merkblatt MAK (1989) der BAW hergestellt wird. Der Hydraulische Grundbruch kann vermieden werden, indem die in Abschnitt 4 dargestellten Anwendungsgrenzen der vereinfachten Nachweise berücksichtigt werden.

6 Literatur

Davidenkoff, R. (1970): Unterläufigkeit von Stauwerken, Werner-Verlag, Düsseldorf

Hettler, A. (2008): Hydraulischer Grundbruch: Literaturübersicht und offene Fragen, Bautechnik 85 Heft 9, pp. 578-584, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

Odenwald, B. & Herten, M. (2008): Hydraulischer Grundbruch: neue Erkenntnisse, Bautechnik 85 Heft 9, pp. 585-595, Verlag Ernst & Sohn, Berlin

Terzaghi, K. (1925): Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Abschnitt VI: Der Boden als Baugrund, pp. 369-377, Franz Deuticke, Leipzig und Wien

Terzaghi, K. & Jelinek, R. (1954): Theoretische Bodenmechanik, Abschnitt C: Die mechanische Wirkung des Wassers im Boden, pp. 260-266, Springer-Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg

Terzaghi, K. & Peck, R. (1961): Die Bodenmechanik in der Baupraxis, Springer-Verlag, Berlin, Göttingen, Heidelberg

Weißbach, A. (1977): Baugruben Teil III, Kapitel 6: Gleichgewichtsbedingungen. Pp. 246, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf

MSD (2005) Standsicherheit von Dämmen an Bundeswasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau

MAK (1989) Merkblatt Anwendung von Kornfiltern an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau

Zur Vorhersage von Kolken- Beobachtungen, empirische Ansätze und angemessene Modellierung

Prof. Dr. P. Rutschmann, Dr. M.-D. Bui, MSc. S. Abdelaziz
Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft, TUM, 80333 München

1 Einführung

Ein Kolk kann beschrieben werden als strömungs- oder wellenbedingter Abtrag wasserbenetzter Sedimente, der zu Schäden am natürlichen oder künstlichen Umfeld führen kann. Kolke entstehen infolge einer Wechselwirkung von Boden, Bauwerk und Wasser, wobei Bodenmaterial infolge verstärkter Turbulenz und/oder Strömungskräften durch Wasser verlagert wird. Kolke gefährden weltweit sowohl die Infrastruktur als auch menschliches Leben und Eigentum.

Die Vorhersage von Kolkbildung und die Bemessung von Maßnahmen, um die Infrastruktur gegen Kolk zu schützen, erfordert Wissen und Erfahrung in der Geotechnik, der Hydraulik, der Hydrologie und der Ingenieurgeologie. Die Analyse der Wechselwirkung zwischen Bauwerk, Boden und Wasser erfordert Kenntnis über die Strömungsvorgänge im Wasser und die Kräfte, die davon auf Bauwerk und Boden ausgeübt werden. Die Frage, die es zu beantworten gilt, heißt: Wie reagiert der Boden auf die vereinte Belastung von Bauwerk und fließendem Wasser?

2 Verschiedene Arten von Kolken

2.1 Flusskolke

Globale Kolke entstehen in Flüssen unabhängig vom Vorhandensein von zusätzlich errichteten Bauwerken. Die morphologischen Prozesse, die zu globalen Kolken führen, entstehen in großen Raum- und Zeitbereichen. Instabilitäten innerhalb einer Haltung, die über einen großen, räumlichen und zeitlichen Bereich auftreten können, sind in den meisten Fällen wichtige Faktoren für globale Kolke in Flüssen. Umnutzung der umgebenden Landschaft (z.B. Abholzung und Besiedelung) kann erhebliches Kolken in einem Flusssystem auslösen.

2.2 Kolke an Wasserbauwerken

Kolke entstehen häufig auch an Bauwerken, die der Strömung ausgesetzt sind, als Folge verstärkter Turbulenz und damit erhöhter Strömungskräfte. Aus der Wechselwirkung von Strömungsangriffen mit der umgebenden Sohle entsteht Sedimenttransport, der nicht im Gleichgewicht ist. Diese Art der Kolkung findet man hauptsächlich an Dämmen, Brücken, Schussrinnen, Rohrleitungskreuzungen in Flüssen, Rohrleitungen am Meeresboden, Ufersicherungen in Flüssen, Wellenbrechern, Abflussstollen und anderen Infrastrukturbauwerken.

2.3 Beispiel Brückenpfeiler

Durch die Umlenkung der Stromlinien entstehen Sekundärströmungen, die ein charakteristisches Wirbelsystem verursachen (s. Bild 1), welches von mehreren Parametern abhängig ist: Dem Winkel der Anströmung, der Form und Abmessungen des Pfeilers und den Strömungsbedingungen (Wassertiefe, Fließgeschwindigkeit) oberstrom des Pfeilers im ungestörten Zulauf. Das Wirbelsystem besteht aus: Vertikalströmung vor dem Pfeiler, Oberflächenwirbel; Hufeisenwirbel (Hauptbeitrag zur Erosion), Ablösewirbel und / Nachlaufwirbel. Hierdurch werden an der Sohle im Nahbereich des Pfeilers zusätzliche Schubspannungen erzeugt, so dass es zur Erosion der Sohle mit der Bildung eines Kolkes kommt, obwohl im ungestörten Zustand die Sohle stabil sein kann.

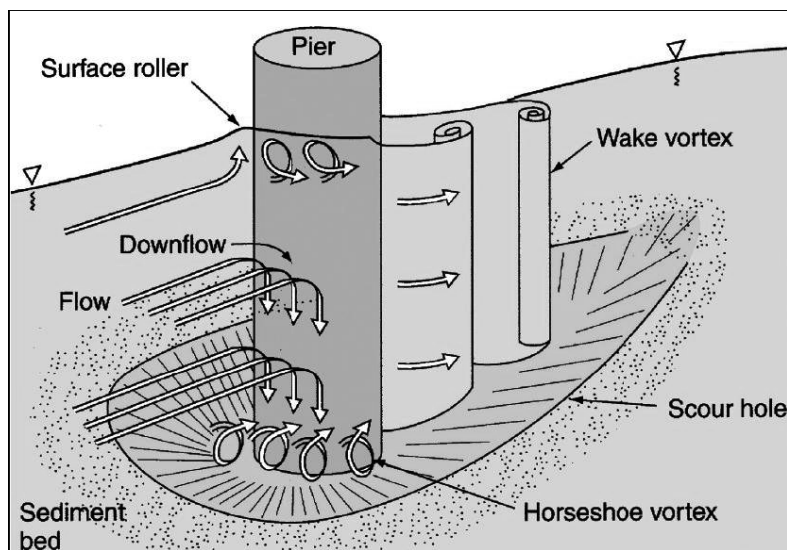


Bild 1: Strömung und Kolk an einem Brückenpfeiler (Hamil, 1999).

3 Physikalische Modellierung von Kolken

Die physikalische Modellierung eines hydraulisch-sedimentologischen Transportprozesses beinhaltet zahlreiche Schwierigkeiten:

- Die Strömung im physikalischen Modell wird zumeist nach der Froude'schen Ähnlichkeit abgebildet. Für feines Natursediment kann eine geometrische Verkleinerung auf ein Modellsediment nicht ohne weiteres erfolgen. Eine geometrische Verkleinerung des Naturmaterials würde für das Modellsediment bedeuten, dass der Bereich der voll ausgebildeten Rauheitsströmung um das Korn verlassen wird und die Sohlenmaterialien im Shields-Diagramm im hydraulisch glatten oder Übergangsbereich liegen, wo mit einem Einfluß der Zähigkeit auf die experimentellen Untersuchungen zu rechnen ist. Zudem unterliegen zu feine Modellsedimente Adhäsions- und Kohäsionskräften, die im Naturmaterial kein Äquivalent haben und eine maßstäbliche Verkleinerung ausschließen.
- Neben der Froude'schen Ähnlichkeit kann nicht gleichzeitig die Ähnlichkeit nach Reynolds gewährleistet werden, die im vorliegenden Fall beim Umströmen der Sedimentkörner ebenfalls wichtig ist.
- Beim fraktionierten Sedimenttransport kann die Kornverteilung nicht maßstäblich skaliert werden, da die Feinanteile nicht berücksichtigt werden können (s. oben).

Es zeigt sich, dass trotz aller Bemühungen der modernen Forschung die physikalisch außerordentlich komplexen hydraulisch-sedimentologischen Transportprozesse nur mit Einschränkungen zu quantifizieren sind. Im physikalischen Modellversuch trachtet man danach, obige Schwierigkeiten dadurch zu umgehen, dass man versucht, im Modellmaßstab möglichst nahe an der Natur zu bleiben.

Bei der Planung von Gründungen für Bauwerke und der Abschätzung einer möglichen Kolkbildung haben sich in der Praxis zwei Lösungsansätze durchgesetzt:

- Entweder wird die Gründung für die größte zu erwartende Kolkentiefe bemessen, wobei dieser Wert dann jedoch abgesichert sein muss.
- Oder der Gewässerboden wird durch Kolksicherungen so geschützt, dass Kolke unter den herrschenden hydrodynamischen Bedingungen über die Bauwerkslebensdauer gar nicht erst auftreten können.

4 Empirische Kolkformeln

Für verschiedene Anordnungen gibt es aus Laborversuchen abgeleitete Kolkformeln, die die Kolkentiefe und Kolkposition in Beziehung setzen zur Hydraulik, der Beschaffenheit der Sohle und der Art des Bauwerks.

4.1 Kolk mit Horizontalstrahl

Entsprechende Kolke treten im Anschluss an Blockrampen oder unterhalb von Wehren auf. Die bestehenden Formeln sind hauptsächlich für den Fall einer unterströmten Schütze mit anschließender, befestigter Strecke entwickelt worden (s. Bild 2).

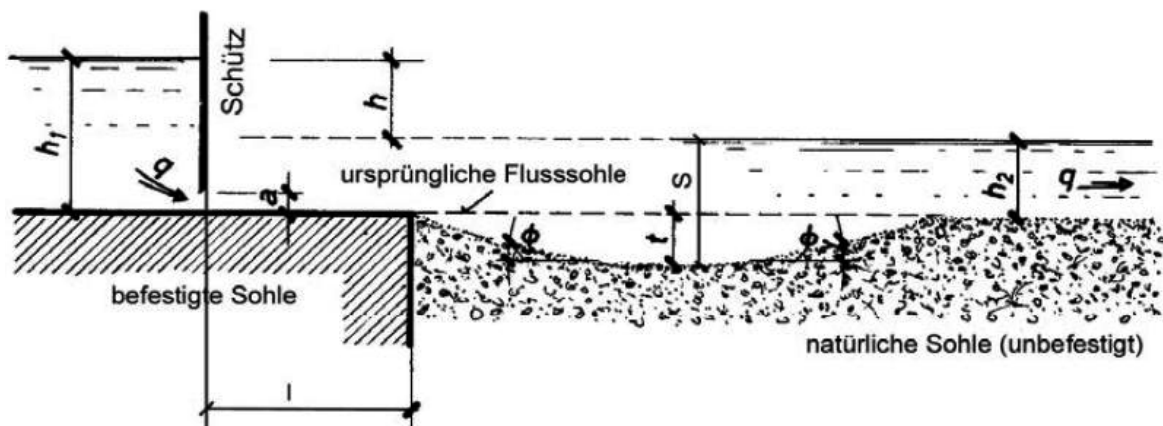


Bild 2: Definitionsskizze für Strömung und Kolk mit Horizontalstrahl (Minor, 2008).

So kann nach Shalash die Kolkentiefe S mit nachfolgender Gleichung berechnet werden:

$$S = t + h_2 = 9,65 \frac{h^{0,5} q^{0,6}}{d_{90}^{0,4}} \left(1,5 \frac{h}{l} \right)^{0,6}$$

wobei:

- h Differenz der Abflusstiefe im Oberwasser h_1 und im Unterwasser h_2 [m]
- t Sohleintiefung im Bezug zur ursprünglichen Flusssohle [m]

- q spezifischer Abfluss [m³/(m·s)]
 l Länge der befestigten Strecke [m]

4.2 Kolk mit Vertikalstrahl

Kolke beim Vertikalstrahl entstehen unterhalb von Sohlabstürzen, Sperren, etc. (s. Bild 3). Die Endkolkentiefe S kann im Falle von freien Überfallstrahlen mit einer allgemeinen Formel abgeschätzt werden:

$$S = w \frac{h^\alpha q^\beta}{g^\delta d_{ch}^\nu}$$

wobei:

- S Endkolkentiefe [m]
 w Faktor gemäß Tabelle 1
 h Sprungtiefe [m]
 q Spezifischer Abfluss [m³/m/s]
 d_{ch} Korndurchmesser gemäß Tabelle 1

Je nach Autor variieren die Faktoren und Exponenten gemäß nachfolgender Tabelle 1:

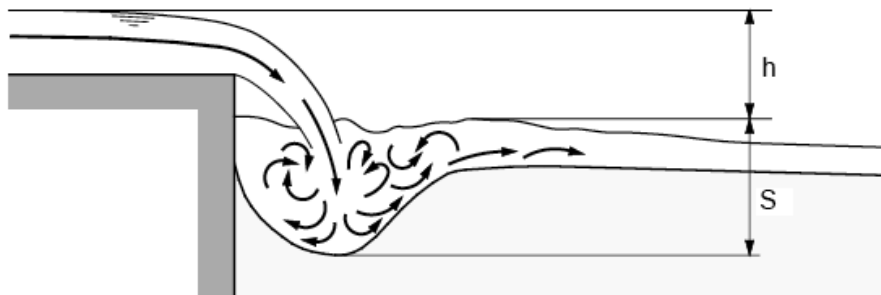


Bild 3: Definitionsskizze für Vertikalkolke (Minor, 2008).

Autor	Faktor	Exponenten				Korndurchmesser d _{ch} [m]
	w	α	β	ν	δ	
Schoklitsch (1932)	4,75	0,2	0,57	0,32	1	d ₉₀
Veronese (1937)	3,68	0,225	0,54	0,42	1	d ₉₀
Kotoulas (1967)	30,11	0,35	0,7	0,4	0,35	d ₉₅

Tabelle 1: Faktoren und Exponenten verschiedener Autoren für Vertikalkolke.

4.3 Kolk bei Verengungen

Durch starke Einengungen im Fließquerschnitt, z.B. durch Baugruben oder Brücken, können große lokale Kolke auftreten. Im Kontraktionsquerschnitt erhöhen sich die Geschwindigkeit und damit auch das Erosionsvermögen. Sie entsprechende Situation ist in Bild 4 dargestellt.

Solche Kolkungen können nach der Formel von Hoffmans/Verheij (1997) und Breusers/Raudikivi (1991) abgeschätzt werden (s. Eisenhauer, 2004):

$$\frac{y_k + y_0}{y_0} = \left(\frac{B_0}{B_1} \right)^{1 - \frac{B_1}{B_0}} \cdot \frac{Q}{Q - Q_v}$$

wobei:

- y_k Kolktiefe im Bereich der Einengung [m]
- y_0 mittlere Wassertiefe oberstrom der Einengung [m]
- B_0 Gerinnebreite des Flussschlauches oberstrom [m]
- B_1 Gerinnebreite nach der Einengung [m]
- Q Gesamtabfluss [m^3/s]
- Q_v Vorlandabfluss oberstrom der Einengung [m^3/s]

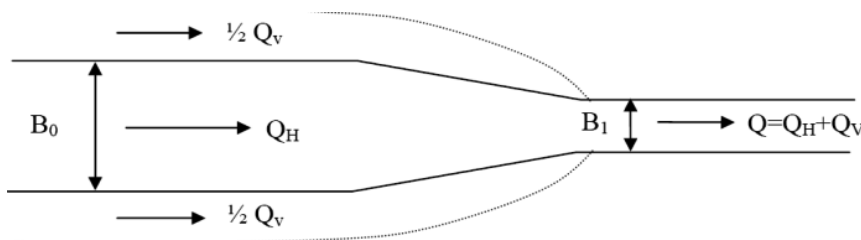


Bild 4: Definitionsskizze für Verengungskolke (Eisenhauer, 2004).

4.4 Kolk mit Brückenpfeiler

Die Endkolkentiefe S an Pfeilern wird von unterschiedlichen hydraulischen und sedimentologischen Parametern beeinflusst. Nach Melville (1997) lässt sich der Einfluss der einzelnen Parameter am einfachsten durch verschiedene Beiwerte K_i in der folgenden Art berücksichtigen:

$$S = K_{yD} \cdot K_I \cdot K_d \cdot K_S \cdot K_\delta$$

wobei:

- S Endkolkentiefe [m]
- K_{yD} Einfluss der Grundtiefe [m]
- K_I Einfluss der Strömungsintensität [m]
- K_d Einfluss des Bettmaterials [m]
- K_S Einfluss der Pfeilerform [m]
- K_δ Einfluss des Anströmwinkels [m]

Zur Bestimmung der einzelnen Faktoren obiger Gleichung sind die nachfolgenden Beziehungen, Definitionsskizzen und Figuren (s. Bild 5) zu beachten.

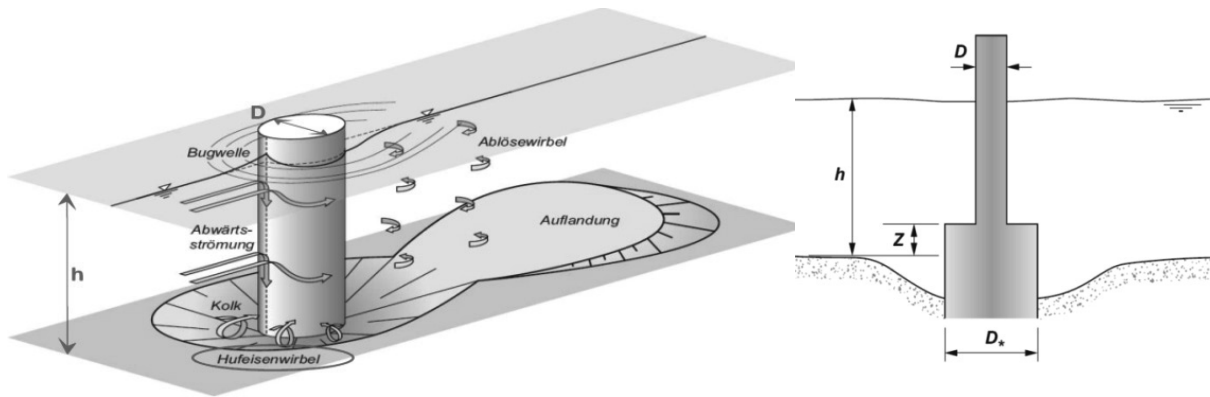


Bild 5: Definitionsskizze für Brückenkolke (Melville, 1997)

Äquivalente Pfeilerdicke D_e bei verbreitertem Fundament (s. Bild 5):

$$D_e = D \cdot \frac{h - Z}{h + D_*} + D_* \cdot \frac{Z + D_*}{h + D_*}$$

Grundtiefe K_{yD}

$$K_{yD} = 2,4 \cdot D \quad \text{für} \quad \frac{D}{h} < 0,7$$

$$K_{yD} = 2 \cdot \sqrt{h \cdot D} \quad \text{für} \quad 0,7 \leq \frac{D}{h} \leq 5$$

$$K_{yD} = 4,5 \cdot h \quad \text{für} \quad \frac{D}{h} > 5$$

Strömungsintensität K_I : Einfluss, ob mit oder ohne Geschiebetrieb

$$K_I = \min \left[\frac{V_m - (0,8 \cdot V_{crD} - V_{crU})}{V_{crU}}, 1 \right]$$

V_m mittlere Geschwindigkeit [m/s]

V_{crU} mittl. Geschw. bei Transportbeginn für d_{mUS} (Unterschicht) [m/s]

V_{crD} mittl. Geschw. bei Transportbeginn für d_{mDS} (Decksicht) [m/s]

Bettmaterial K_d : Kolk ist reduziert, wenn $D < 25 \cdot d_{50}$ ist.

$$K_d = \begin{cases} 0,57 \cdot \log \left(2,24 \cdot \frac{D}{d_{50}} \right) & \text{für} \quad \frac{D}{d_{50}} \leq 25 \\ 1 & \text{für} \quad \frac{D}{d_{50}} > 25 \end{cases}$$

Pfeilerform K_S (s. Bild 6):

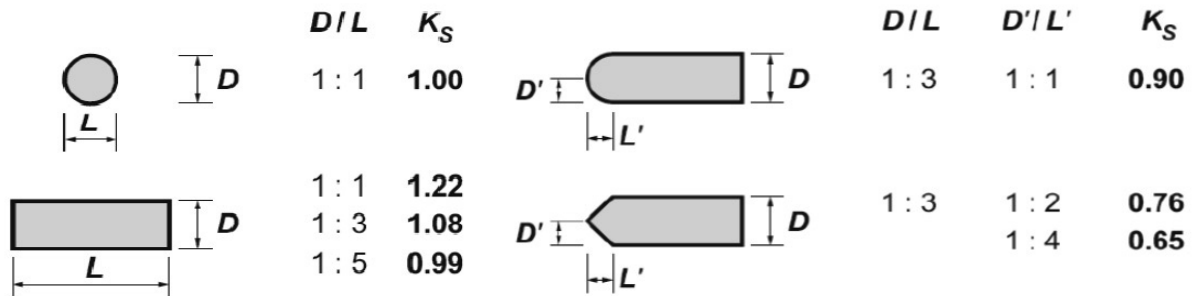


Bild 6: Einfluss der Pfeilerform auf den Pfeilerkolk (Melville, 1997)

Anströmwinkel K_δ (s. Bild 7):

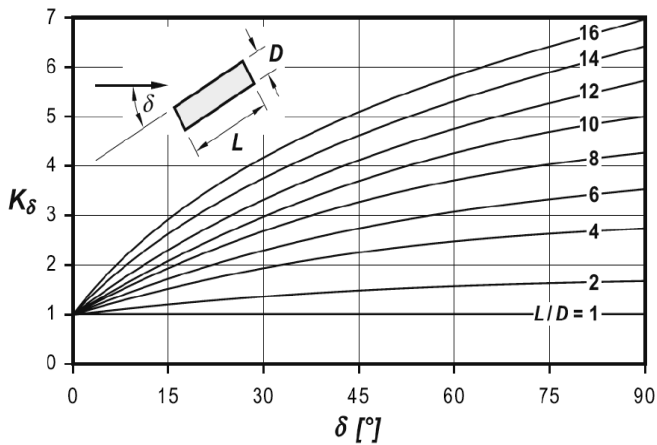


Bild 7: Einfluss des Anströmwinkels auf den Pfeilerkolk (Melville, 1997)

5 Numerische Modellierung von Kolken

Numerische Modelle, welche die Strömung und den Sedimenttransport mittels eines Systems partieller Differentialgleichungen beschreiben, werden immer dort eingesetzt, wo die Strömungssituation so komplex ist, dass der Einsatz einfacherer Verfahren (z.B. empirischer oder physikalischer Modellen) nicht in Frage kommt. Dabei wird ein Strömungsmodul mit einem Sedimenttransportmodul gekoppelt. Aus dieser Interaktion ergeben sich Geschiebebewegungen und damit Sohlveränderungen, die iterativ gelöst werden (s. Bild 8).

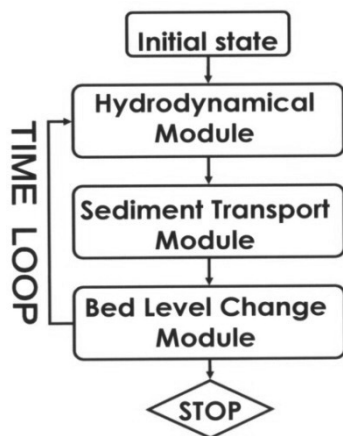


Bild 8: Flussdiagramm einer gekoppelten, numerischen Simulation von Strömung und Sedimenttransport (Bui, 1998)

5.1 Die Strömungsgleichungen

In der Hydromechanik wird Wasser als ein inkompressibles und isothermes Fluid betrachtet. Deshalb gilt:

- die Dichte ändert sich nicht entlang einer Bahnlinie, und
- die Stoffgrößen sind unabhängig von der Temperatur und deshalb ist die Energieerhaltungs- bzw. Zustandsgleichung zur Beschreibung von hydromechanischen Problemen unnötig.

Unter diesen Voraussetzungen können die Navier-Stokes-Gleichungen in der folgenden Form geschrieben werden:

$$\frac{\partial \vec{u}}{\partial t} + \nabla \cdot (\vec{u} \otimes \vec{u}) = -\frac{1}{\rho} \nabla p - \vec{g} + \nu \nabla (\nabla \cdot \vec{u})$$

$$\nabla \cdot \vec{u} = 0$$

wobei:

u	Geschwindigkeit [m/s]
t	Zeit [s]
p	Druck [Pa]
g	Erdbeschleunigung [m/s ²]
ν	dynamische Viskosität [kg/(ms)]
∇	Nabla Operator

Probleme der Navier-Stokes Gleichungen

Ein nichtlineares partielles Differentialgleichungssystem kann prinzipiell nur mit einem Computerprogramm numerisch gelöst werden. Eine zusätzliche Schwierigkeit bei dieser Lösung stellt die Tatsache dar, dass bei turbulenten Strömungen die kleinsten Wirbel um Größenordnungen kleiner sind als das Rechengebiet (ca. Faktor 10⁻³). Deshalb würde man für ein 3D Problem ein sehr feines Gitternetz mit mindestens 10⁹ Rechenzellen benötigen,

was zu sehr langen Rechenzeiten führen würde. Diese Problematik kann durch folgende Lösungsansätze umgangen werden:

- Für kleine Rechengebiete und kleine Reynolds-Zahlen können die Gleichungen ohne Vereinfachungen gelöst werden, sog. direkte numerische Simulation (DNS).
- Bei der Large Eddy Simulation (LES), werden nur die großskaligen Turbulenzen ohne Vereinfachungen, direkt gelöst, während für die kleineren Wirbel, die wenig Energie enthalten, ein vereinfachtes Turbulenzmodell gewählt wird.
- Meistens wird für praktische Anwendungen der Ansatz von Reynolds (RANS) gewählt, der die Grundlage von Turbulenzmodellen bildet. Dabei werden unbekannte Größen der Turbulenzmodelle mit primären Strömungsgrößen bzw. deren Gradienten durch einfache Ansätze oder komplexe, partielle Differentialgleichungen korreliert.

5.2 Gleichungen für den Feststofftransport

Schwebstoff

Der Transport von Schwebstoff kann mittels einer Advektion-Diffusionsgleichung beschrieben werden, wobei dem Austausch von sohlennahem Geschiebmaterial und Material das in Schweb transportiert wird, eine Austauschbeziehung zugrunde gelegt werden muss.

Geschiebe

Empirische Gleichungen beschreiben den Transport von Geschiebe als eine Funktion der Differenz der herrschenden Sohlschubspannung zu einer sog. Grenzschubspannung, ab welcher Material überhaupt erst transportiert wird. Normalerweise gelten die entsprechenden Beziehungen für einen Gleichgewichtszustand in welchem die Strömung so viel Geschiebe mobilisiert und transportiert, wie sie maximal bewegen kann. Das heißt, dass es in diesem Gleichgewichtszustand weder zu Erosion noch zu Deposition von Material kommt. Für Bedingungen, wo diese Annahme nicht zutrifft, insbesondere auch für Kolkungen, wo mehr Material aus- als eingetragen wird, gibt es empirische Ansätze für Nicht-Gleichgewichtsbedingungen. Ebenso muss natürlich berücksichtigt werden, dass sich das Geschiebe entsprechend einer Kornverteilungskurve verhält, was normalerweise so geschieht, dass man eine kleinere Anzahl von Kornfraktionen mit identem Durchmesser berücksichtigt.

Sohlveränderung

Die Bodenevolutionsgleichung beschreibt die Massenerhaltung des Sedimentes in einem Kontrollvolumen. Bewegt sich in dieses Kontrollvolumen innerhalb eines Zeitschrittes mehr Feststoff hinein als heraus, so erhöht sich die Sohle des Kontrollvolumens (Sedimentation). Beim umgekehrten Prozess findet die Erosion statt. Die sog. Exner-Gleichung beschreibt diesen Vorgang:

$$\frac{1}{1-\beta} \frac{\partial z_b}{\partial t} = -\nabla \cdot \overline{Q_b} + (D - E)$$

wobei:

- β Sohlporosität
- z_b Sohlhöhe [m]
- Q_b Geschiebefracht [$m^3/s/m$]

- D Auflandungsrate [m/s]
- E Erosionsrate [m/s]

5.3 Verwendete Software

Am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM werden die folgenden Computercodes für Erosionsberechnungen und damit auch zur Bestimmung von Kolken verwendet:

FAST

Auf der Basis des Finite-Volumen-Codes FAST (Flows Analysis Simulation Tool) wurden am Institut für Hydromechanik der Universität Karlsruhe Ansätze entwickelt, um die Strömung und den Sedimenttransport in Flüssen zu modellieren. Im Modell werden Ansätze für das Nichtgleichgewicht des Geschiebetransports verwendet, mit denen das Sohlveränderungsglied in der Massenbilanzgleichung für Geschiebe über eine empirische Anpassungslänge zum Unterschied zwischen aktuellem Geschiebetransport und Gleichgewichtsgeschiebetransport in Beziehung gesetzt wird. Weitere Modellentwicklungen für fraktionierten Sedimenttransport wurden in Innsbruck bzw. München durchgeführt.

FLOW3D

FLOW-3D ist ein kommerzielles Computerprogramm, das von der *Flow Science Inc.* in Los Alamos (New Mexico) erstmals 1985 entwickelt wurde, und das am Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft der TUM zum Einsatz kommt. Das numerische Modell löst die Navier-Stokes Gleichungen im 3D Raum. Es ist speziell für die Analyse von komplexen Freispiegelabflüssen geeignet. Ein am Lehrstuhl entwickelter Sedimenttransportmodul kann mit dem Strömungsmodul Flow3D gekoppelt werden.

5.4 Beispiele

Beispiel 1: Verengungskolk

Das nachfolgende Beispiel zeigt die Anwendung des Programms FAST am Beispiel eines Verengungskolks in einem Kanal. Dabei wurden sowohl für die Strömungsgrößen als auch für die Sohlagen die numerischen Ergebnisse mit den Messungen am physikalischen Modell verglichen.

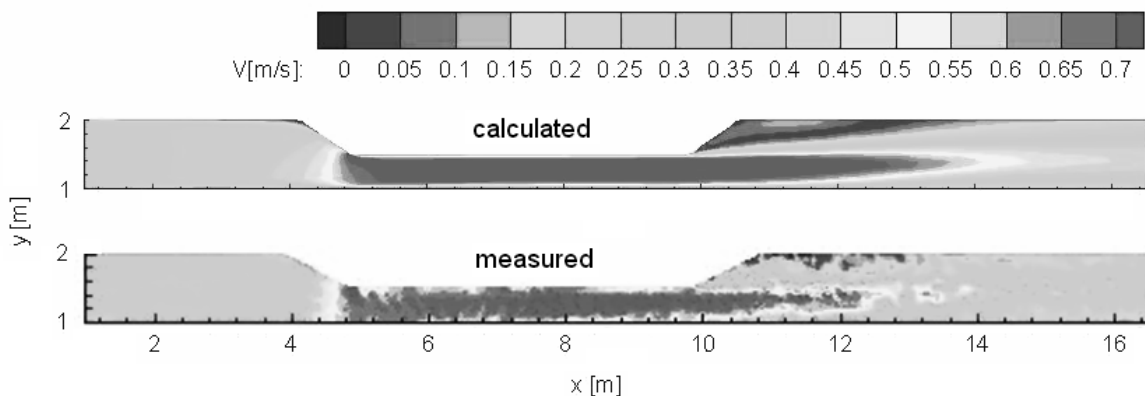


Bild 9: Vergleich berechneter und gemessener Oberflächengeschwindigkeiten in einer Verengungsstrecke.

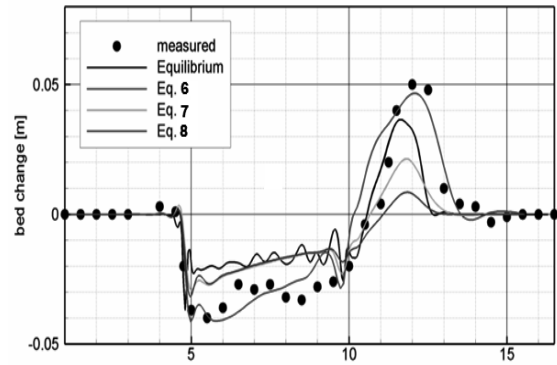
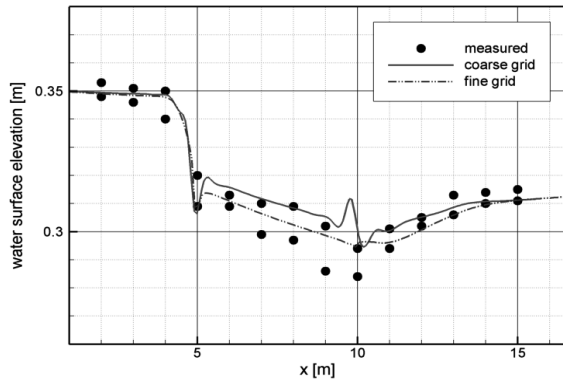


Bild 10: Vergleich berechneter und Wasserspiegel- und Sohlagen in der Verengungsstrecke.

Beispiel 2: Kolk beim Horizontalstrahl

Auskolkungen eines Horizontalstrahls im Nachlauf einer befestigten Sohle wurden mit dem kommerziellen Softwarepaket Flow3D, unter Verwendung des oben erwähnten Sedimenttransportmoduls, vorgenommen. Die nachfolgenden Bilder zeigen den Vergleich von Messung und Rechnung.

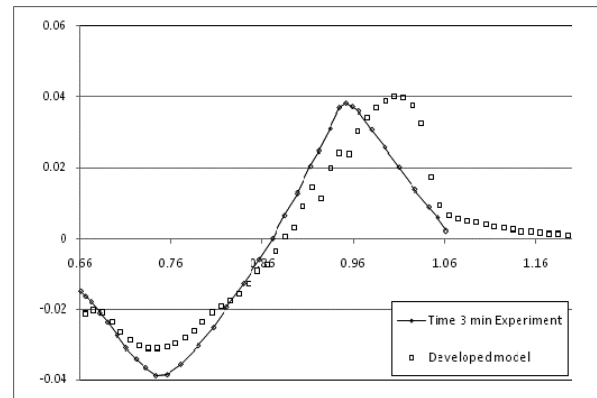
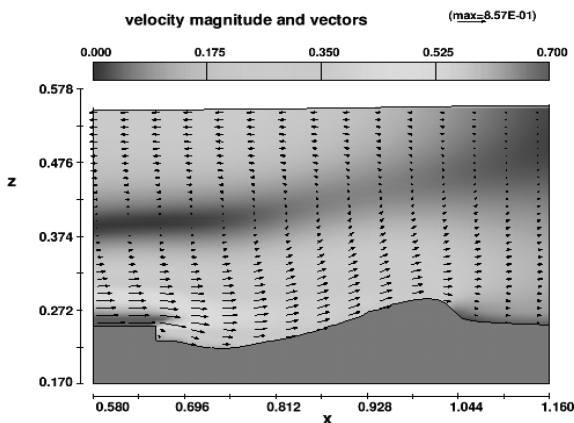
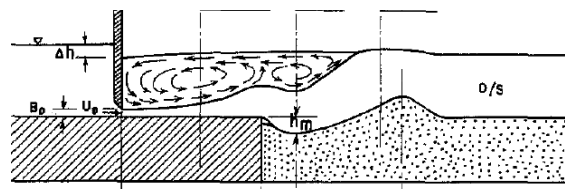


Bild 11: Situation, dreidimensionale Rechnung und Vergleich der Sohlagen in Numerik und Rechnung einer Kolkung verursacht durch einen Horizontalstrahl.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Trotz aller Bemühungen der modernen Forschung sind die physikalisch außerordentlich komplexen hydraulisch-sedimentologischen Kolkprozesse, momentan nur mit Einschränkungen zu quantifizieren. Die im physikalischen Versuch gewonnen, empirischen Formeln sind für den Bereich anwendbar, für den sie gewonnen wurden. Eine Extrapolation auf andere Randbedingungen kann gefährlich sein!

Einen allgemeineren Ansatz stellen dreidimensionale, numerische Modelle dar. Mit ihnen ist es möglich, mindestens qualitativ ein realistisches hydro-morphodynamisches Verhalten zu modellieren. Da die Ergebnisse aber in hohem Maße von der Qualität der Transportformulierung abhängen und diese zumeist auf querschnittgemittelte Größen Bezug nehmen, ist eine Verbesserung der Grundlagen zwingend notwendig, um in Zukunft quantitativ bessere Aussagen machen zu können.

7 Literatur

- Bui, M.D. (1998): Berechnung der Strömung und des Sedimenttransports in Flussläufen mit einem tiefengemittelten numerischen Verfahren, Dissertation, Institut für Hydromechanik, Universität Karlsruhe
- Eisenhauer, N. (2004): Vorlesungsskript Hydroinfrastruktur II, Hochschule Karlsruhe Technik und Wirtschaft.
- Hamil, L. (1999): Bridge Hydraulics, E & FN Spon London, New York.
- Melville, B. W. (1997): Pier and abutment scour: an integrated approach, Journal of Hydraulic Engineering, ASCE, 123(2), 125–136.
- Minor, H. E. (2008): Vorlesungsskript Wasserbau, ETH Zürich.

Geotextile Sohlensicherungen als effektive Filter- und Ballast-schichten zur Vermeidung und Stabilisierung von Kolk an Gründungsstrukturen von Bauwerken

Dipl.-Ing. Katja Werth
BBG Bauberatung Geokunststoffe GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel
Prof. Dr.-Ing. Georg Heerten
NAUE GmbH & Co. KG, Espelkamp-Fiestel

1 Kolkbildung

Kolke sind lokale Eintiefungen des Gewässerbetts an Bauwerken und entstehen infolge hydrodynamischer Einwirkungen auf Sohlen oder an Böschungen, wenn das anstehende Bodenmaterial, insbesondere Fein- und Mittelsande, keine ausreichende Erosionsstabilität besitzt. Die hydrodynamischen Angriffe sind natürliche Strömungen in Fließ- und Tidegewässern oder Strömungsbelastungen durch z.B. Schifffahrt oder Wasserkraftnutzung. Bei Gründungen im Offshorebereich können Überlagerungen aus Strömung und Seegang auftreten.

Aufgrund der Wechselwirkungen im turbulenten Abflussregime sind Kolkbildungen an Außenufern von Flusskrümmungen sowie unterhalb von Stauanlagen und an Brückenpfeilern zu erwarten. Extremhochwasserabflüsse erzeugen Auskolkungen an Brückenpfeilern oder Brückenwiderlagern, wodurch ein Brückeneinsturz verursacht werden kann. An Schleusen, Liegeplätzen von Schiffen und Ufersicherungen von Wasserstraßen ist mit Kolkbildung durch den Manövrierbetrieb von Schiffen zu rechnen. Bugstrahlruder großer Containerschiffe können sohlennahe Strömungsgeschwindigkeiten von 8 m/s erzeugen (EAU, 2004). Die Ausbildung von Kolken mit zu erwartender Kolktiefe muss bei Gründungsmaßnahmen im Gewässer (Fluss, Kanal, Küste oder offenes Meer) berücksichtigt werden. Vorhandene Ansätze und Berechnungsmethoden sind immer noch mit sehr großen Unsicherheiten besonders im Hinblick auf das Einwirken von Extremereignissen (extremer Hochwasserabfluss, extreme Seegangsbelastung) behaftet. Daher kann es vielfach sinnvoll sein, einen sicher dimensionierten Kolkenschutz am Bauwerk anzuordnen, um Standsicherheitsgefährdungen auch bei extremen Belastungen auszuschließen.

Im Allgemeinen ist es kostengünstiger, an Bauwerken, bei denen eine Kolkbildung zu erwarten ist, einen Schutz des gefährdeten Bereiches bereits beim Neubau auszuführen. Werden diese Schutzmaßnahmen nicht oder nur unzureichend ausgeführt, sind später größere Aufwendungen zur Kolkstabilisierung erforderlich. Die Grundsatzfrage nach Heibaum (2002) ist: Entweder Einwirkung reduzieren oder Widerstand erhöhen, wodurch sich folgende Überlegungen ergeben:

- Reduktion der Einwirkung: z.B. flusslenkende Maßnahmen oder Bauwerksschutz zur Optimierung von Fließvorgängen oder

- Erhöhung des Widerstandes: Deckschichten als Angriffsfläche für hydraulische Lasten (Wellen, Strömung etc.) und als Ballast für ausgeglichenen Spannungszustand am Untergrund,
- Ziel beider Maßnahmen: Stabilität der Sohle und Grenzschicht Sohle / Untergrund.

2 Kolkenschutz als Gegenmaßnahme

Als Schutz der Gewässersohle im kolkgefährdeten Bereich eines Bauwerkes wird üblicherweise eine Sohlensicherung ausgeführt. Hierbei werden Deckschichten, z.B. Schüttsteine, auf der hydraulisch beanspruchten Sohloberfläche aufgebracht. Um einen stabilen Gleichgewichtszustand zu erreichen ist es erforderlich, die Stabilität des Untergrundes einzubeziehen, wodurch hydraulische und geotechnische Aspekte in die Betrachtungen einzubeziehen sind.

Als Kolkenschutz sind zwei wesentliche Bauteile erforderlich: Ein Filter und eine Deckschicht. Der Filter hält die Bodenpartikel zurück und die Deckschicht liefert die erforderliche Auflast. Eine Deckschicht ohne Filter reicht nicht, da entweder die Deckschichtelemente in die "verflüssigte" Bodenschicht einsinken oder der Boden durch die Deckschicht ausgespült wird. Deshalb ist ein Filter erforderlich. Der Filter verhindert nicht nur, dass Bodenteilchen mit geringem Korndurchmesser durch die Deckschicht hindurchgespült werden, sondern führt auch zu einer Stabilisierung der Grenzfläche zum Sohlenmaterial. Der Filter kann als Mineralkornfilter oder als geotextiler Filter (Bild 1) ausgeführt werden.



Bild 1: Herstellung einer Böschungssicherung mit Deckwerk auf geotextilem Filter unter trockenen Randbedingungen (Foto: Colcrete v. Essen Bau GmbH)

In vielen Anwendungsfällen sind Filter- und Deckschicht unter Wasser einzubauen, wodurch für eine sichere Ausführung bereits in der Bauphase Strömung, Seegang und Einbauwassertiefen zu berücksichtigen sind. Die hier behandelten Elemente für den konstruktiven Kolk-schutz berücksichtigen die Randbedingungen im Unterwassereinbau, geeignete Elemente sind:

- Schüttsteindeckschicht (lose / verklammert ab ca. $v = 4$ m/s) auf Mineralkornfilter,
- Schüttsteindeckschicht (lose / verklammert ab ca. $v = 4$ m/s) auf geotextilem Filter und
- Geotextile Sandcontainer (mit oder aber vorzugsweise ohne Schüttsteinüberdeckung).

Die Auswahl und Dimensionierung einer Kolksicherung im Aufbau und in der flächigen Ausdehnung hängt u.a. von folgenden Kriterien ab:

1. Neubau einer Kolksicherung oder den Verbau eines entstandenen Kolkes;
2. Sohlenmaterial,
3. Hydrodynamische Belastungsgrößen
4. Geometrische Besonderheiten im Kolkbereich, z.B. räumliche und zeitabhängige Kolk-ausdehnung, Wassertiefe, Böschungsneigungen,
5. regional / lokal verfügbares Material (Entfernung Gewinnungsstelle, Transportwege für Kies, Sand, Steine, Schlacke),
6. Gefährdungspotential für sensible Bauteile des zu schützenden Bauwerks,
7. Gerätetechnologie zur Herstellung der Kolksicherung,
8. Wirtschaftlichkeit.

2.1 Einbau von Filterschichten unter Wasser

2.1.1 Mineralkornfilter

Der Einbau von Kornfiltern unter Wasser, d.h. in größeren Wassertiefen, führt wegen der Entmischungsfahr zur Anforderung, dass nur Materialien mit sehr steiler Kornverteilung (enggestuft) verwendet werden können. Bei Filtermaterialien mit einer weiter gestuften Kornverteilung bräuchten Partikel mit kleinerem Korndurchmesser länger, um die Sohle zu erreichen als die gröbereren Fraktionen, d. h. das Material würde sich entmischen. Dadurch entstünde ein umgekehrter Filter: das Feine nach oben, wo es leicht erodiert werden kann und das Grobe nach unten, das nicht in der Lage wäre, das Feinmaterial des Untergrundes zurückzuhalten. Wird ein Material mit enger Kornverteilung gewählt, so kann eine größere Anzahl von Lagen mit zunehmendem Korndurchmesser erforderlich sein, um ein Filtersystem aufzubauen. Das erhöht die Kosten deutlich und führt außerdem dann zu Problemen, wenn eine bestimmte Wassertiefe eingehalten werden muss (Tiefgang für Schiffsverkehr). Bei Stufenfiltern aus Mineralkorn besteht die erste Filterlage so kleinen Korndurchmessern, dass das Material bereits beim Einbau durch die Strömung erodiert werden kann, wodurch der Einbau in Fließgewässern nur bedingt möglich ist. Grenzwerte für die Stabilität von Sedimentablagerungen bei zu bzw. abnehmender Gewässerfließgeschwindigkeit nach Hjulström (1953) sind in Bild 2 angegeben.

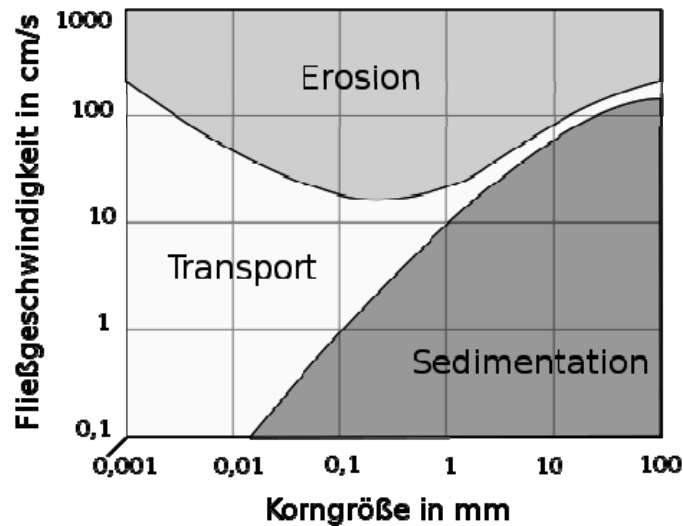


Bild 2: Grenzwerte für die Stabilität von Sedimentablagerungen bei zu bzw. abnehmender Gewässerfließgeschwindigkeit nach Hjulström (1953)

2.1.2 Geotextile Filter

Bereits in 1967 wurden weltweit erstmalig geotextile Filtermatten aus Vliesstoff an den Böschungen des Mittellandkanals in Deutschland eingesetzt. Aufgrund vorheriger Erfahrungen mit Geweben sind in Deutschland für die Regelbauweisen an Wasserstraßen nur geotextile Filter aus vernadeltem Vliesstoff mit u.a. spezifischer Anforderung an die Dicke der Filterschicht zugelassen.

Mit dem Merkblatt zur Anwendung geotextiler Filter MAG (1993), der Richtlinie zur Prüfung von Geotextilien RPG (1994), den technischen Lieferbedingungen für Geotextilien TLG (2008) und den zusätzlichen technischen Lieferbedingungen für Böschungs- und Sohlensicherung ZTW-LB 210 (2006) der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) werden alle relevanten Kriterien zur Einhaltung filter- und materialtechnischer Anforderungen von geotextilen Filter für lange Funktionsdauern im Bereich der Wasserstraßen beschrieben. Die Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlensicherungen an Wasserstraßen sind in MAR (2006) aufgeführt. Für Vliesstofffilter sind Beständigkeit gegen Abrieb, Durchschlagfestigkeit gegenüber Schüttsteinen, Filterwirksamkeit, mechanische Festigkeiten etc. in Verbindung mit Mindestanforderungen an die Dicke und Zugfestigkeit über Eignungsprüfungen für Filtervliesstoffe nachzuweisen, um einen Eignungsnachweis für die Anwendung an Wasserstraßen zu erhalten.

Bei stehendem und fließendem Wasser kann ein geotextiler Filtervliesstoff, wie er üblicherweise unter trockenen Randbedingungen eingesetzt wird, an Böschungen und Sohlen nur mit speziellen Einbaugeräten verlegt werden, wobei eine sofortige (zeitnahe) Beschüttung und Ballastierung durch den Einbau der Deckschicht (Schüttsteine) erfolgen muss. Die Einbauwassertiefe wird dann durch die Einbautechnologie begrenzt. Das Flächengewicht solcher Filtervliesstoffe beträgt 600 bis 800 g/m², wodurch eine ausreichende Durchschlagfestigkeit gegenüber Schüttsteinen und eine effektive Filterwirksamkeit sichergestellt sind.

Bei großen Wassertiefen werden Sinkstücke als Sohlensicherung eingesetzt. Üblicherweise wird eine Vliesstoff-Gewebe-Kombination als geotextiles Filter- und Trägermaterial mit darauf gebundenen Faschinen hergestellt, zum Einsatzort geschleppt und dort abgesenkt, indem die Deckschicht, Schüttsteine, darauf gestürzt werden (Bild 3). Diese Sicherung kann auf horizontalem und leicht geneigtem Untergrund angewandt werden, nicht aber in Böschungen.



Bild 3: Herstellen von Sinkstücken für Sohlensicherungen mit geotextilen Filter- und Trägermaterial (Foto: Colcrete v. Essen Bau GmbH)

Seit Beginn 1990 steht mit der sogenannten „Sandmatte“ eine alternative geotextile Lösung zu einem Sinkstück zur Verfügung: Als Verbund-Geokunststoff ist zwischen zwei Filtervliesstoffschichten eine Sand- und Ballastlage eingekapselt (Bild 4). Damit wurde eine für den Unterwassereinbau ausreichend schwere und mit bewährter Filtereffektivität konzipierte Kolk- und Filtermatte geschaffen, die unter Einsatz einer Traverse verlegt werden kann. Die Sandmatte ist ausreichend stabil gegenüber Fließgeschwindigkeiten bis ca. 1 m/s im unbelasteten Zustand. An der Grenzschicht zum Untergrund wird ein gutes Reibungsverhalten erzeugt und die Filterstabilität ist für alle vier Bodentypen nach dem BAW-Bodentypverfahren nachgewiesen.

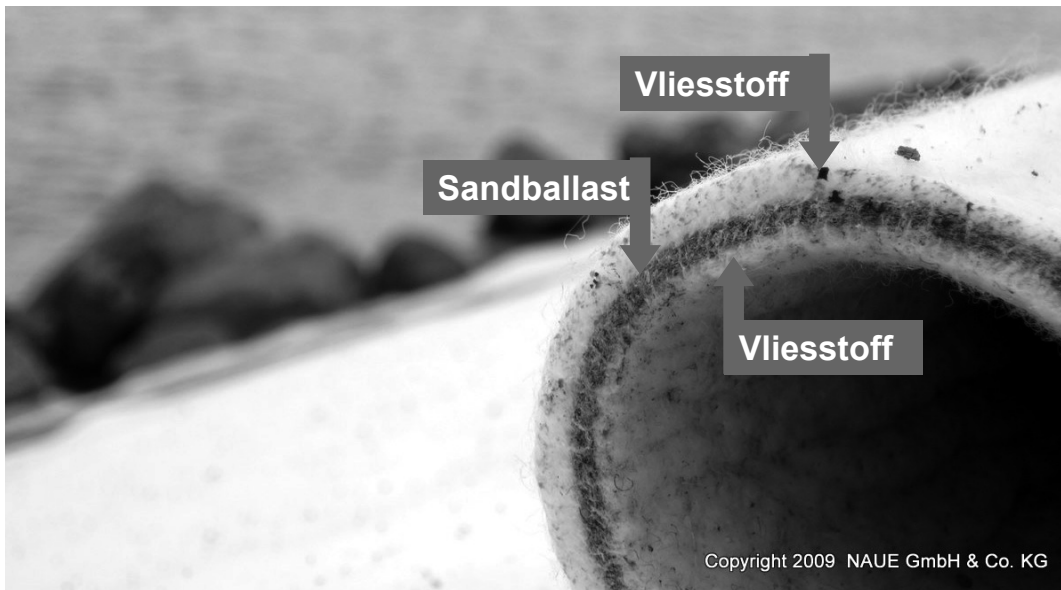


Bild 4: Sandmatte als geotextiler Filter für den Unterwassereinbau

2.2 Geotextile Container als Kolkenschutzsysteme

Wird der Einbau eines Mineralkorn- oder eines Filtervliesstoffes im Unterbau eines Schüttsteindeckwerkes für Sohlen- und Kolkungsmaßnahmen aufgrund großer Wassertiefe sowie hydrodynamischer Belastungen schwierig oder werden durch lange Transportwege für Schüttsteine hohe Kosten verursacht, werden zunehmend Sandcontainer eingesetzt. Sandcontainer aus Filtervliesstoff können gleichzeitig die Filter- und Ballastfunktion übernehmen. Die sehr gute Anpassungsfähigkeit an den Untergrund und Anpassungswilligkeit an die aktive Kolkgeometrie führen dazu, dass geotextile Sandcontainer eine ideale flexible Sohlensicherung darstellen. Unmittelbar nach Einbau dieser Filterlagen mit integrierter Ballastfunktion wird die Funktion Kolkenschutz erfüllt. Nach Aussage der Bundesanstalt für Wasserbau, Abteilung Geotechnik (Herr Dr. Heibaum), kann bei einem 2-lagigen System mit geotextilen Sandcontainern aus Filtervliesstoff von einer flächig wirksamen Filterlage ausgegangen werden, da eine Vollflächigkeit des Filters vorausgesetzt werden kann.

Durch die Auswahl eines qualitativ hochwertigen Filtervliesstoffes gemäß den Anforderungen der Bundesanstalt für Wasserbau (Flächengewicht von mindestens 600 g/m^2) als Umhüllung der geotextilen Sandcontainer ist eine hohe Abriebbeständigkeit und Robustheit gegeben, so dass sich weitere Schutz- und Decklagen erübrigen. Die Abriebbeständigkeit der Vliesstoffe kann nach RPG (1996) unter Einsatz einer Abriebtrommel auch mit projektspezifisch anstehendem Bodenmaterial nachgewiesen werden. Für Wasserbaufiltervliesstoffe gemäß Abschnitt 2.1 ist der Abriebtest obligatorisch.

Eine aufwendige Vorbereitung des Planums im Sohlbereich zur Herstellung einer ebenen Auflagerfläche ist bei Einsatz der flexiblen und anpassungsfähigen Sandcontainer nicht erforderlich. Nach Befüllen und Erreichen des optimalen Füllgrades werden die Sandcontainer mit einer Handnähmaschine und hochzugfestem Garn mittels Doppelnaht geschlossen. Die bei der Produktion der Sandcontainer werkseitig hergestellten Nähte werden aus

speziellen hochzugfesten und flexiblen Garnen hergestellt. Die Kombination der speziellen Nähte mit dem mechanisch verfestigten (vernadelten) Filtervliesstoff gewährleistet einen druckarmen Durchtritt eingeschlossener Luft nach Abwurf ins Wasser. Die spontane, explosionsartige Freisetzung eingeschlossener Luft kann bei falscher Auslegung zum Platzen des Sandcontainers führen. Erfahrungen mit speziellen Klett- oder Klammersystemen als alternative Verschlusstechnik liegen ebenfalls vor. Die alternativen Verschlusstechniken können im Zusammenhang mit einer Bauablaufplanung diskutiert werden.

Neben einer Vielzahl von Kolkenschutzmaßnahmen an Elbe und Oder im Bereich der Strombuhnen wurden 48.000 Stück Sandcontainer ($V = 1 \text{ m}^3$) bei der größten bisher in Deutschland durchgeführten Kolkssicherung zur Stabilisierung und Festlegung der Kolkböschungen eingesetzt. Auslöser dieser Kolke am Eidersperrwerk waren 1993 Strömungsumlagerungen durch Unterhaltungsmaßnahmen (Schließen eines Wehrsegmentes) und das Versagen der vorhandenen flexiblen Sohlensicherung aus traditionellem Schüttmaterial. Ein konventioneller Kolksschutz konnte auf den bis zu $1:n = 1:1$ geneigten und bis zu 30 m tiefen Kolkböschungen nicht eingebaut werden. Im Masseneinbau wurden die Sandcontainer mittels Steinstürzer im zweilagigen Aufbau erfolgreich eingebaut. Die Bundesanstalt für Wasserbau (BAW) war damals bei der bautechnischen Lösung beratend tätig und hat die Ausführung als sehr erfolgreich bewertet (Heibaum, 1994 und 2002, Saathoff & Witte, 1994). Bei der Anwendung von Sandcontainern aus mechanisch verfestigtem Vliesstoff gilt diese Maßnahme als Meilenstein, da sich die negativen Erfahrungen, die zuvor mit Sandcontainern aus Gewebe gemacht wurden, nicht wiederholten. Dabei wurde die Erkenntnis gewonnen, dass Gewebe zwar den Vorteil einer hohen Zugfestigkeit bieten, jedoch wie ein Sieb wirken und nicht wie ein Kornfilter mit dreidimensionalem Porenraum. Sind außerdem Schuss und Kette an ihren Kreuzungspunkten nicht fixiert, besteht die Gefahr des Verschiebens, so dass größere Öffnungen entstehen, die den Bodenerhalt an dieser Stelle nicht gewährleisten. Ein Filtervliesstoff bietet als Filterstrecke den Porenraum eines Wirrgeleges, wodurch Fließvorgänge im Filter in der dritten Dimension möglich werden. Dieser Effekt ist umso ausgeprägter, je dicker die geotextile Filterschicht ist. Eine ausreichend hohe Festigkeit ist mit heutiger Technik auch bei Vliesstoffen erreichbar. Das Dehnvermögen der eingesetzten Vliesstoffe führt zu einer sehr hohen Widerstandsfähigkeit gegenüber den Einbaubeanspruchungen am Eidersperrwerk (Bild 5), so dass eine Abwurfhöhe von 28 m problemlos bewältigt werden konnte. Laut damaligem Bautagebuch wurden insgesamt 48.000 Stk. weniger als 10 Sandcontainer bei Verladung, Transport und Einbau beschädigt (Saathoff & Witte, 1994), während bei Gewebecontainern eine Ausfallquote von 25 % beobachtet wurde.



Bild 5: Eidersperrwerk 1993: Verklappen der Sandcontainer mit Steinstürzer zur Kolkstabilisierung in 28 m Wassertiefe

1997 wurde ein dauerhafter Kolkenschutz unter Verwendung von 1 m³ großen Sandcontainern an den Dalben und Brückenpfeilern an der Peene eingesetzt. Die geotextilen Sandcontainer aus mechanisch verfestigten Filtervliesstoff wurden im Bereich der Brückenpfeiler als Filterlage mit einer zusätzlichen Deckschicht aus Wasserbausteinen und im Bereich der Leitwerksdalben als eigenständiger flexibler Kolkenschutz eingebaut. Die Verlegung in einer Wassertiefe von 15 m konnte mittels Langarmbagger und Greiferschutz (Bild 6) auch bei einer maximalen Strömungsgeschwindigkeit von $v = 1$ bis 2 m/s erfolgreich durchgeführt werden (Schlie, 1999).

1994 entwickelten sich erhebliche Auskolkungen aufgrund von Strömungsverlagerungen am Hafen List / Sylt. Die statisch erforderliche Mindesteinbindung der seeseitigen Molenspundwand war nicht mehr gewährleistet und so wurden unter tidebedingten Strömungsgeschwindigkeiten von 2 m/s und Wassertiefen bis zu 20 m Sandcontainer ($V = 1$ m³) mittels Hydraulikbagger mit Zweischalengreifer-Ausstattung (bis 10 m Wassertiefe) und mittels Ausleger mit Laufkatze und Hubwagen in Wassertiefen (ab 10 m Wassertiefe) zur Stabilisierung der Kolke eingebaut. Nach ca. 15 Jahren Liegezeit wurde die Funktionstüchtigkeit der eingesetzten geotextilen Sandcontainer im Rahmen von Kontrolluntersuchungen zur Wirksamkeit des Kolkenschutzes nachgewiesen und in (Schade, 2009) veröffentlicht. Es wurden weder Umlagerungen der Sandcontainer noch Schäden an den Vliesstoffen festgestellt und für diese Bauweise eine gute Funktionstüchtigkeit dokumentiert.



Bild 6: Robustheit der Sandcontainer aus dehnfähigem vernadeltem Vliesstoff ($V = 1$ m³)

Die hier in den Projektbeispielen eingesetzten Sandcontainer mit einem Füllvolumen von 1 m³ wurden aus vernadeltem Filtervliesstoff (Rohstoff Polypropylen PP) mit einem Flächen­gewicht $m_A \geq 600$ g/m² werkseitig konfektioniert und bieten folgende Merkmale und Vorteile:

- Langzeitbeständigkeit über Jahrzehnte in marinem, salzhaltigem Milieu auch unter UV-Einwirkung,
- hohe Widerstandsfähigkeit gegen Sandschliff (nachgewiesene Abriebbeständigkeit gemäß Richtlinien zur Prüfung von Geotextilien RPG (1994) der BAW. Erfahrungsgemäß führt die raue Oberfläche der vernadelten Vliesstoffe zudem zum Auffangen und Anlagern von Schwebstoffen und Sandpartikeln in die Porenstruktur, so dass für die obere Lage von einem zusätzlichen Abriebschutz auszugehen ist,
- überlegenes Reibungsverhalten der Sandcontainer zur Sohle und untereinander,
- hohe Robustheit gegenüber mechanischer Beanspruchungen (Stoß, Schlag oder Aufprall) durch hohes Dehnvermögen,
- hohes, flexibles Anpassungsvermögen an die Kolkgeometrie,

- die werkseitig hergestellten und hochzugfesten Nähte sind abriebfest sowie im Zusammenwirken mit dem Filtervliesstoff durchlässig für Luftfreisetzung beim Unterwassereimbau,
- werkseitige Vorkonfektionen ermöglichen gleichbleibenden Qualitätsstandard,
- vielfältige Befüll- und Einbaumethoden möglich.

Für vernadelte Filtervliesstoffe wurde die Abriebbeständigkeit gegen Sandschliff und Schüttsteinabrieb vielfach nachgewiesen. Auch zur Auswahl geeigneter Geotextilien für 4 Millionen Stück Sandcontainer als Ufer- und Sohlsicherung am extrem schwebstoff- und sedimenttransportierenden Prallufer des Bramaputra in Bangladesh wurden Abriebtests gemäß RPG (1994) unter Betreuung der Bundesanstalt für Wasserbau (BAW, Karlsruhe) durchgeführt. Die Untersuchungen führten zu der Aussage, dass aufgrund dieses Nachweises der Abriebbeständigkeit nur mechanisch verfestigte (vernadelte) Vliesstoffe für diese Baumaßnahme zugelassen wurden (Brühl & Oberhagemann, 2008, Heibaum & Oberhagemann et al, 2009).

In Kürze werden die Empfehlungen zur Anwendung von geotextilen Containern EAG-Con als Ergebnis eines Arbeitskreises der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT e.V.) erscheinen. Für die hier beschriebene Anwendung von geotextilen Sandcontainern wird die Verwendung mechanisch verfestigter Filtervliesstoffe empfohlen, da Vliesstoffe durch ihren Porenaufbau die optimalen Filtereigenschaften aufweisen, das Dehnvermögen eine hohe Widerstandsfähigkeit und Robustheit im Einbauzustand ermöglichen und ein gutes Reibungsverhalten gegenüber Boden als auch im Stapel untereinander aufweisen.

3 Kolkschutz für Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen

3.1 Hydraulische Prozesse / Kolktiefe

Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) (Monopile, Mehrpfahlstrukturen, Schwergewichtgründungskörper) verursachen eine Veränderung der hydro- und morphodynamischen Prozesse im Nahfeld der Gründungsstruktur. Als Folge kommt es an der ungeschützten Gewässersohle zu Erosionen und Auskolkungen. Im unmittelbaren Bereich um einen Gründungspfahl oder Gründungskörper ist die Art der ablaufenden Prozesse maßgeblich davon abhängig, in welchem Verhältnis die Geometrie des Pfahles/Gründungskörpers zum hydraulischen System steht, beschrieben durch die Wassertiefe und den Seegang. Da auftretende Kolke die Standsicherheit der OWEA erheblich beeinträchtigen können, ist für die Gründungsstrukturen ein entsprechend dimensionierter Kolkschutz als Sicherungsmaßnahme grundsätzlich zu empfehlen.

Kolke an schlanken, pfahlartigen Strukturen ($D/L < 0,1$; Verhältnis Pfahldurchmesser D [m] und Wellenlänge L [m], wodurch Wassertiefe und Wellenperiode eingeht) sind in der Literatur bekannt. Je nach Art der hydrodynamischen Belastung des Pfahls sind die in Bild 7 dargestellten Prozesse unterschiedlich stark ausgeprägt. Auf der angeströmten Pfahlseite wird die

Strömung durch den Pfahl in Richtung Sohle umgelenkt. Zusammen mit der horizontal an der Sohle angreifenden Strömung bildet sich ein Hufeisenwirbel um den Pfahl aus, der maßgeblich für Auskolkungen der ungeschützten Sohle um den Pfahl verantwortlich ist. Auf der strömungsabgewandten Seite kommt es zur Bildung von sog. Leewirbeln, die z.B. bei reiner Strömungsbelastung stärker ausgebildet sind als bei reiner Wellenbelastung und sich sogar von der Gründungsstruktur ablösen. Das auftretende Strömungsfeld um den Pfahl infolge Strömungs- und Wellenbelastung wirkt auf die Sohle und verursacht je nach vorhandenem Sohlenmaterial mit den materialspezifischen kritischen Schubspannungen, ab der Sedimente bewegt und transportiert werden können, entsprechende Umlagerungen der Sohle, die sich in der zeitlichen Folge zu Kolken um den Pfahl entwickeln. An der Gewässersohle werden die Sedimente immer dann mobilisiert und daraufhin transportiert, wenn die angreifenden Kräfte aus Strömungen und Schubspannungen größer sind als die rückhaltenden Kräfte. Dieses Kräfteverhältnis wird durch den bekannten dimensionslosen Shields-Parameter θ beschrieben.

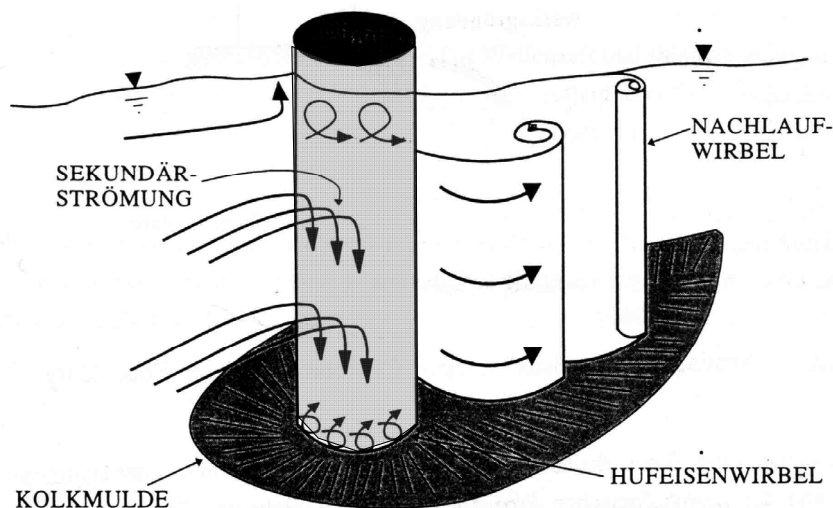


Bild 7: Hydraulische Prozesse an einem schlanken Pfahl (aus: Oumeraci, 1997)

Je nach Art der hydrodynamischen Belastung treten an der ungeschützten Gewässersohle unterschiedliche Kolkformen und Kolkgeometrien um einen schlanken Pfahl auf. Die vorhandenen Berechnungsansätze für die Kolkform im Gleichgewichtszustand (Endtiefe) führen leider zu einer großen Streubreite der Ergebnisse. Diese Streuung ist u.a. auf fehlende Angaben zu Gültigkeitsbereichen der Berechnungsansätze zurückzuführen. Zur maximal zu erwartenden Kolkform S (im Gleichgewichtszustand) mit Bezug zu dem Pfahldurchmesser D [m] werden folgende relative Kolkformen S/D [-] angegeben, die aus Natur- und Modelluntersuchungen abgeleitet wurden (Sumer und Fredsøe (2002), CERC (2001)):

- reine Strömungsbelastung $S/D = 1,3$ bis $1,75$
- reine Wellenbelastung $S/D = 0,5$ bis $0,75$
- kombinierte Strömungs- und Wellenbelastung $S/D = 1,3$ bis $1,75$

Die Tiefe und Ausdehnung der Auskolkung unter kombinierter Strömungs- und Wellenbelastung entspricht damit im Wesentlichen der Auskolkung unter reiner Strömungsbelastung. Gemäß CEM (2001) kann es bei kombinierter Strömungs- und Wellenbelastung zu 10 %

tiefere Auskolkungen kommen. Brechende Wellen können zu weiteren Vergrößerungen der relativen Kolkentiefe S/D führen. Unter Berücksichtigung von Wellenspektren sind größere Ausdehnungen des gekolkten Bereiches um den Pfahl zu erwarten als bei regulären Wellen (CERC, 2001). Im Offshorebereich der Nordsee werden immer kombinierte Strömungs- (Tide) und Wellenbelastungen maßgebend sein, und zudem werden Flachwassereinflüsse die maßgebenden Wellenparameter bestimmen.

Die Kolkentwicklung selbst stellt einen fortschreitenden Prozess dar, in dem die angreifenden Strömungen und Turbulenzen um den Pfahl für eine kontinuierliche Vertiefung der Sohle sorgen. Durch diese Vergrößerung der Kolkentiefe entwickelt sich der Kolktrichter in Abhängigkeit des Reibungswinkels des vorhandenen Sohlmaterials. Dieser Prozess dauert so lange, bis sich das System im Gleichgewicht befindet. Im Schrifttum werden eine Reihe von empirischen Ansätzen zur Berechnung der Kolkentiefe um einen Pfahl unter Strömungs- oder/und Seegangsbelastung genannt (siehe Sumer & Fredsoe (2002), Richwien & Lesny (2004)). Die Ansätze zeigen eine große Streubreite der Ergebnisse, so dass insbesondere für neuartige Bauwerksstrukturen wie Offshore-Windenergieanlagen Unsicherheiten besonders im Hinblick auf Extremereignisse bestehen. Daraus kann abgeleitet werden, dass für diese Anwendungsfälle noch erheblicher Forschungsbedarf besteht, aber der Verzicht auf einen Kolkschutz sollte vor dem Hintergrund, dass nachträgliche Gegenmaßnahmen einen höheren wirtschaftlichen Aufwand bedeuten, nicht als Lösung Berücksichtigung finden. Vielmehr ist es aus Sicht der Autoren erforderlich, eine technisch einfache und effektive Kolkschutzlösung auszuführen, die eine leichte Anpassung/Reparatur auch im Betrieb ermöglicht. Hierbei bieten geotextile Container wesentliche Vorteile.

3.2 Vorteile geotextiler Sandcontainer

Da die Kabeltrassen für die Energieversorgung zum Festland durch den Kolkschutz hindurch gelegt werden müssen, bieten geotextile Container gegenüber Schüttsteindeckschichten den Vorteil der geringen Gefährdung der Kabelanlage durch eine mechanische Beschädigung beim Einbau des Kolkschutzes. Auch eine Gefährdung der Korrosionsschutzbeschichtung der Stahlbauteile wird vermieden.

Vorteile dieser Kolkschutzmethode sind zudem eine sofortige Funktion gegen Erosionen an der Sohle, flexible Anpassung an die Untergrundverhältnisse und eine einfache Einbautechnik unter Verwendung des lokal verfügbaren Füllmaterials. Lange Transportwege für Steintransporte im Offshorebereich, teilweise mehr als 40 km, entfallen, da die vor Ort zur Verfügung stehenden Sohlsedimente als Füllmaterial verwendet werden können. Zudem kann der Einbau des Kolkschutzes beliebig dem Bauablauf angepasst werden, d.h. dass ein Einbau sowohl vor als auch nach Gründung des Tragwerks, z.B. Monopile, erfolgen kann, da die Sandcontainer den Gründungsprozess, z.B. Rammung, nicht behindern (Sandcontainer können durchrammt werden).

Die Größe des Sandcontainers richtet sich nach dem erforderlichen Gesamtgewicht jedes Einzelementes, welches ausreichend lagestabil gegenüber den hydrodynamischen Belastungen sein muss. Am Übergang zwischen geschütztem und ungeschütztem Kolkbereich

treten aufgrund unterschiedlicher Rauigkeiten Strömungsänderungen und lokale Turbulenzen auf, die lokal zu geringen Auskolkungen führen werden. Im Falle einer flexiblen Kolkssicherung mit geotextilen Sandcontainern kann sich der flexible Kolksschutz an die veränderte Topografie anpassen und der Kolk bzw. die Kolkentwicklung wird von der Bauwerksstruktur ferngehalten.

Der Grundansatz für die wirtschaftliche und hydraulisch effiziente Auslegung und Dimensionierung des Kolksschutzes um eine Gründungsstruktur der OWEA geht davon aus, dass durch die Dimensionierung eines Kolksschutzes in dem Bereich erhöhter hydrodynamischer Belastungen die Kolkentwicklung gar nicht erst beginnen, weiter fortschreiten und zu einem entsprechenden Kolktrichter führen kann. Dabei muss die von dem Kolksschutz abzudeckende Fläche so groß ausgelegt werden, dass der Bereich erhöhter Strömungsgeschwindigkeiten und Schubspannungen abgedeckt wird, damit der Auskolkungsprozess nicht von außen nach innen voranschreiten kann.

3.3 Hydraulische Stabilität geotextiler Sandcontainer

Eine sichere Bewertung der Lagestabilität unter kombiniertem Einfluss von Seegang und Strömung in großen Wassertiefen kann zurzeit am besten durch großmaßstäbliche physikalische Modellversuche, z.B. am Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrum Küste (FZK), erfolgen.

Ansätze, die eine Schubspannung entsprechend der Erosionswiderstandsfähigkeit (Bewegungsbeginn) von Böden nach den bekannten Verfahren von Shields (1936) zugrunde legen, sind bislang für geotextile Sandcontainer noch nicht verfügbar, sodass auf praktische Erfahrungen und großmaßstäbliche physikalische Modellversuche zurückgegriffen werden muss.

Die hydraulische Stabilität geotextiler Sandcontainer unter Berücksichtigung von Verformungen wurde zur Entwicklung von Stabilitätsgleichungen für die Anwendung in Küstenschutzbauwerken unter Seegangseinfluss im Flachwasserbereich nachgewiesen (Recio, 2007).

Für eine pfahlartige Gründungsstruktur (Monopile) wurden großmaßstäbliche Modellversuche (Maßstab 1:10) zur Lagestabilität geotextiler Sandcontainer als Kolksschutz unter Einfluss von Wellenparametern entsprechend $H_S = 12,5$ m, $T_p = 14$ s und einer Wassertiefe $d = 21$ m am Großen Wellenkanal (GWK) des Forschungszentrums Küste (FZK) durchgeführt (Grüne et al, 2007 und Sparboom & Schimmels, 2009). Als Ergebnis wurde dokumentiert, dass die Stabilität sowohl von der Reibung als auch vom Füllgrad und von der Wellenangriffsrichtung abhängt und dass eine ungeordnete Anordnung der Sandcontainer eine höhere Lagestabilität ausweist als eine geordnete, also gepackte Anordnung. Das ist ein für die praktische Ausführung bedeutendes, den Arbeitsaufwand und die Kosten reduzierendes Ergebnis. Eine mögliche Erklärung für die geringere Stabilität nicht vollständig gefüllter Sandcontainer ist, dass sich die durch Wellenbewegung hervorgerufenen Strömungen innerhalb von nur locker gefüllten Sandcontainern ausbreiten und der Sand dort umgelagert wird. Dadurch verändert sich die äußere Form des Sandcontainers und damit der Formwiderstand. Nach einer

Anfangsbewegung vergrößert sich die Fläche für den Strömungsangriff infolge der schlaffen Füllung. Damit nimmt die Angriffskraft bedingt durch die relativ vergrößerte Strömungsangriffsfläche im Verhältnis zum konstanten Gewicht zu und konsequenterweise die Stabilität ab, bis es zu einer Verlagerung des Sandcontainers kommt (Bild 8). Die erforderlichen Gewichte der Sandcontainer wurden mit 3 bis 3,5 Tonnen (1900 kg/m^3) bei einem Füllgrad von 85% ermittelt (Grüne et al, 2007).

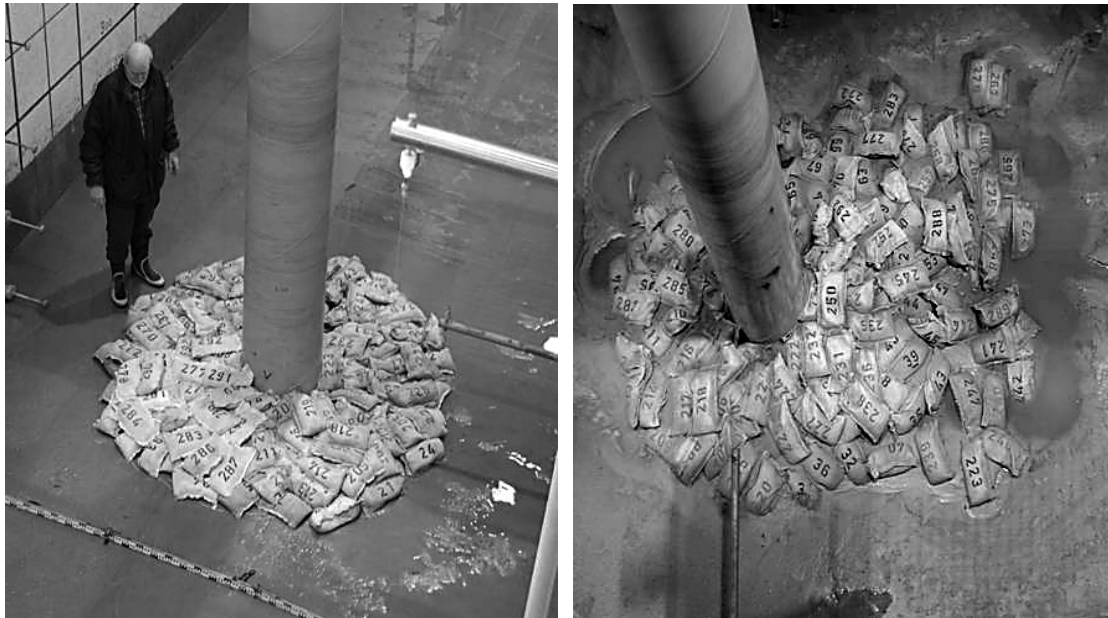


Bild 8: Geotextile Container vor und nach Versuchsdurchführung zum Kolkchutz für Monopile-Gründungsstrukturen unter Seegangsbelastung bei ungeordneter Anordnung (Sparboom & Schimmel, 2009)

Zur Abschätzung der Lagestabilität kann für Vorbemessungen der Ansatz aus Pilarczyk (2001) auf Basis von Untersuchungen nach Bouyze & Schramm (1990) unter Substitution der Gewichtskraft, Auftriebskraft und Horizontalkraft unter einer Strömungsbeanspruchung u [m/s] herangezogen werden. Dabei wird eine eindimensionale Anströmung ohne Welleneinfluss auf einen geotextilen Schlauchquerschnitt entsprechend Bild 9 erfasst und die innere Erosionsfestigkeit des Füllmaterials zugrundegelegt.

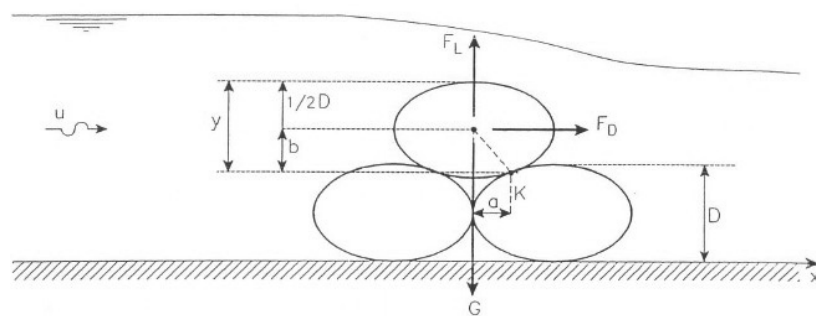


Bild 9: Kräfteschema aus Pilarczyk (2001)

Entwickelt aus theoretischen Ansätzen gilt:

$$\frac{u_{cr}}{\sqrt{(g \cdot \Delta_t \cdot D)}} \approx 1,2 \quad (1)$$

$$u_{cr} \approx 1,2 \cdot \sqrt{(g \cdot \Delta_t \cdot D)} \quad (2)$$

Ergänzend wird in Pilarczyk (2001) auf Basis experimenteller Ergebnisse angegeben:

$$\frac{u_{cr}}{\sqrt{(g \cdot \Delta_t \cdot D)}} = 0,5 \div 1,0 \quad (3)$$

$$u_{cr-low} \approx 0,5 \cdot \sqrt{(g \cdot \Delta_t \cdot D)} \quad \text{und} \quad (4)$$

$$u_{cr-mean} \approx 1,0 \cdot \sqrt{(g \cdot \Delta_t \cdot D)} \quad (5)$$

In den Gleichungen (1) bis (5) sind

u_{cr}	=	kritische Strömungsgeschwindigkeit [m/s]
g	=	Erdbeschleunigung [$\text{kg}/(\text{m} \cdot \text{s}^2)$]
Δt	=	relative Dichte [-] = $(\rho_s - \rho_w) / \rho_w \approx 1,0$
ρ_w	=	Dichte des Wassers [t/m^3]
D	=	nominale Dicke [m] = äquivalenter Durchmesser, nach Pilarczyk (2001) für Schläuche mit $D = \text{Volumen}^{1/3}$

Gleichung (1) liefert die größten, Gleichung (5) die geringsten zulässigen Strömungsgeschwindigkeiten. Mit Gleichung (4) wird in etwa ein mittleres Niveau erfasst. In Bild 10 ist die Schwankungsbreite in den Ergebnissen aufgetragen. Für zukünftige Untersuchungen wäre eine Verifikation der Füllvolumina unter Berücksichtigung des Gewichts in Analogie zu Recio (2007) anzustreben. Erfahrungsgemäß wird mit einem Füllvolumen von ca. 1 m^3 eine hohe Lagestabilität gegenüber Strömungsgeschwindigkeit $v = 2 \text{ m/s}$ erreicht (Schade, 2009). Vertiefte Informationen fehlen bislang und sind in künftigen Untersuchungen zu ermitteln.

Basierend auf Ergebnissen aus Versuchen im Großen Wellenkanal (Grüne et al 2007) sollte ein hoher Füllgrad angestrebt werden, damit Bewegungen des Füllsandes minimiert werden.

Da in Abhängigkeit vom Einbauverfahren Vorverformungen im Vliesstoff auftreten können, ist der optimale Filtervliesstoff hinsichtlich Flächengewicht und Dehnvermögen mit dem Einbaukonzept festzulegen. Bis zu einem Füllvolumen von ca. $V = 1,2 \text{ m}^3$ bis ca. $1,5 \text{ m}^3$ hat sich der Einsatz eines Vliesstoffes mit einem Flächengewicht von $m_A = 600 \text{ g}/\text{m}^2$ bewährt. Für Küstenschutzmaßnahmen unter Einsatz von Megacontainern ca. $V = 200 \text{ m}^3$ wurden erfolgreich Vliesstoffe mit $m_A = 1200 \text{ g}/\text{m}^2$ eingesetzt.

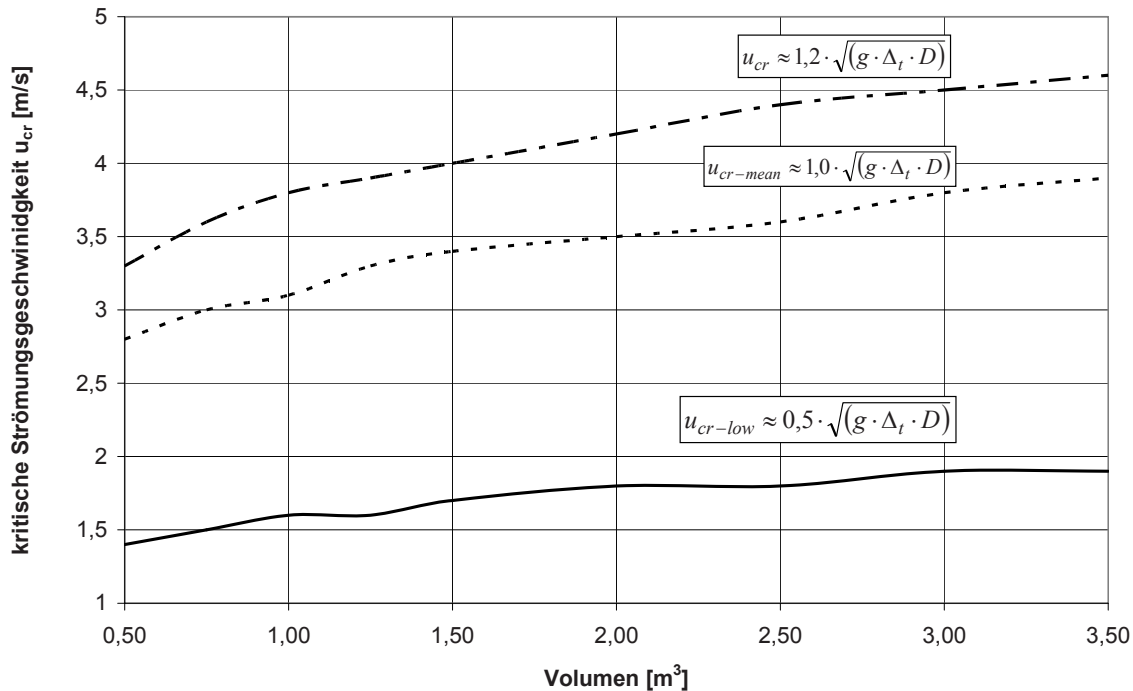


Bild 10: Kritische Strömungsgeschwindigkeiten in Abhängigkeit vom Füllvolumen (nach Pilarczyk, 2001)

4 Schlussfolgerung

Geotextile Filter als Bestandteil sicherer Böschungs- und Sohlensicherungen haben sich seit 4 Jahrzehnten erfolgreich bewährt. Material- und Einbautechnologien wurden in der Vergangenheit laufend dem Stand der Technik angepasst, so dass heute moderne erosionsfeste Filter sowohl für den Trocken- als auch für den Unterwassereinbau zur Verfügung stehen. Gegenüber Mineralkornfiltern bieten geotextile Filter im Hinblick auf Einbausicherheit und Wirtschaftlichkeit Vorteile.

Gegenmaßnahmen zur Kolkbildung im Gründungsbereich von Bauwerken unterscheiden sich in technisch-konstruktiver Hinsicht nicht von Böschungs- und Sohlensicherungen. Beide Systeme benötigen für eine stabile Grenzsicht einen Filter sowie eine Ballastschicht. Zu unterscheiden sind die hydrodynamischen Voraussetzungen im Anwendungsbereich, z.B. Seegang und Strömung im Offshorebereich oder Schraubenstrahl- und Propellerbelastungen in Wasserstraßen des Binnenbereiches. Die Ballastschicht muss den hydrodynamischen Angriffen ausreichend widerstehen, die darunter angeordnete Filterschicht für eine ausreichende Stabilisierung der Grenzsicht am Untergrund sorgen. Kolksicherungsmaßnahmen erfordern außerdem eine flexible Übergangszone zum ungesicherten Kolkbereich.

Geotextile sandgefüllte Container aus filterstabilem Vliesstoff vereinen die konstruktiv erforderlichen Kolkschutzelemente Ballast- und Filterschicht und passen sich optimal einer Kolkgeometrie an. Übergangsbereiche zu einem ungesicherten Bereich werden flexibel gestaltet, da sich die sandgefüllten "weichen" Bauelemente den Untergrundverformungen

anschmiegen. Projekterfahrungen mit geotextilen Sandcontainern als Kolkenschutzsystem sind seit Anfang der 1990er Jahre vielfältig vorhanden, auch stehen bereits Ergebnisse aus Untersuchungen zur Wirksamkeit nach 10-jähriger Freibewitterungszeit unter Seegangseinfluss zur Verfügung. Mit dem Ziel, technisch einfache und hoch effektive Kolkenschutzsysteme im schwierigen Gründungsbereich von Offshore-Windenergieanlagen zu konzipieren, sind aus Sicht der Autoren sämtliche Anforderungen, die an die geotextilen Komponenten zu erfassen sind, ausreichend beherrschbar. Ein hoher Standard in Faserrohstofftechnologie, Fertigung und Qualitätssicherung wird dabei vorausgesetzt.

Aufgrund von Erfahrungen wird bei der hier beschriebenen Anwendung die Philosophie vertreten: "Die Füllvolumina sollten so groß wie nötig und so klein wie möglich sein." Daher wird aus Sicht der Autoren darauf verzichtet, auf der sicheren Seite liegend per se große Füllvolumina vorzuschlagen, da folgende Vorteile kleinerer Einheiten (z.B. 10 Stk. x 1 m³ anstatt 1 Stk. x 10 m³) in die Überlegungen einbezogen werden sollten:

- Anpassen / Nachrutschen an die Kolkgeometrie und an den Rändern als "falling aprons" wird besser unterstützt,
- Einsatz auch bei im Vergleich zu Monopiles ausgelegten Mehrfach-Gründungsstrukturen von OWEA, z.B. Tripods,
- Einfache Modifikation und Rückbau der geometrischen Auslegung der Kolksicherung möglich und
- Einzelelemente (z.B. 10 Stk. x 1 m³) haben gegenüber Großelementen (z.B. 1 Stk. x 10 m³) einen Sicherheitsvorteil, da bei Schädigungen eines Einzelelementes keine nennenswerten Folgen für die gesamte Kolksicherung zu erwarten sind.

Hinsichtlich Bemessung der erforderlichen Füllvolumina für eine ausreichende Lagestabilität bei großen Wassertiefen und unter Seegangs- und Strömungseinfluss stehen nur bedingt Ansätze aus Modellversuchen zur Verfügung, so dass aus Sicht der Autoren weiterer Forschungsbedarf zur Bemessung der flexiblen, sandgefüllten Container besteht. Die Funktionalität geotextiler Sandcontainer kann aber voll vorausgesetzt werden, und es lassen sich technisch und wirtschaftlich überlegene Lösungen darstellen.

5 Literatur

Brühl, H.; Oberhagemann K. (2008): Adaptive low cost bank protection in the Ganges Brahmaputra estuary in Bangladesh - design, construction and performance. Proceedings, International Conference on Coastal Engineering ICCE, Hamburg. August 31 to September 5, 2008

CERC (2001) Coastal Engineering Manual (CEM). ASCE US Army Corps of Engineers. USA

EAG-Con (in Vorb.): Empfehlungen zur Anwendung von geotextilen Sandcontainern EAG-Con. Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT), Fachsektion 5.1 "Kunststoffe in der Geotechnik und im Wasserbau"

EAU (2004): Empfehlungen des Arbeitsausschusses Ufereinfassungen. 10. Auflage, Ernst & Sohn

Grüne, J., Sparboom, U.; Oumeraci, H., Schmidt-Koppenhagen, R., Wang, Z., Hildebrandt, A. (2007): Offshore-wind turbines – Large-scale investigations on scour protection for monopile foundations under sea state conditions. Tagung Windforce 2007, Bremerhaven

- Heerten, G. (2008): Revetment design – Lessons learned from failures. Common Ground Conference, Brisbane, Australia, 2008
- Heibaum, M. (1994): Kolksicherung am Eidersperrwerk, geotechnische Überlegungen. Hansa, Fachorgan der HTG, Nr. 4, S. 66-69
- Heibaum, M. (2002a): Scour Protection and Repair by Filtering Geosynthetic Containers. First International Conference on Scour of Foundations, ICSF-1, Texas A&M University, College Station, Texas, USA, November 17-20, 2002
- Heibaum, M. (2002b): Geokunststoff-Container - ein neues und nahezu unbegrenztes Anwendungsfeld. Fachzeitschrift Geotechnik, Fachorgan der DGGT e.V., Nr. 4, Ausgabe 25, 2002
- Heibaum, H., Oberhagemann, K., Haque, F. & S. (2009): Geotextile bags for permanent bank protection. European Conference on Geosynthetics EuroGeo4, Proceedings, Paper No. 160, Edinburgh, Scotland
- Lesny, K.; Richwien, W. (2004): Kann man Kolke an Offshore-Windenergieanlagen berechnen? BAW-Workshop Boden- und Sohlstabilität - Betrachtungen an der Schnittstelle zwischen Geotechnik und Wasserbau, 17. September 2004, Karlsruhe
- MAG (1993): Merkblatt zur Anwendung von Geotextilien an Wasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- MAR (2008): Merkblatt für die Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlesicherungen an Wasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- Oumeraci, H. (1997): Vorlesungsumdruck Hydromechanik und Küsteningenieurwesen (Vertiefung), Leichtweiß-Institut für Wasserbau, TU Braunschweig
- Recio, J. (2007): Hydraulic Stability of Geotextile Sand Containers for Coastal Structures - Effect of Deformations and Stability Formulae. Dissertation zur Erlangung des Doktorgrades, Institut für Hydromechanik & Küsteningenieurwesen an der TU Braunschweig, 2008
- Pilarczyk, K. (2001): Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic Engineering. Balkema, Rotterdam, Netherlands
- RPG (1994): Richtlinien für die Prüfung von Geotextilien im Verkehrswasserbau. Bundesanstalt für Wasserbau BAW, Karlsruhe
- Schade, D. (2009): Langzeitstabilität einer Hafensicherungsmaßnahme mit geotextilen Sandcontainern. Tagungsband, 5. NAUE Geokunststoff-Kolloquium, Bad Wildungen, Januar 2010
- Schlie, S. (1999): Geotextile Container als Kolkschutz. Tagungsband zur 6. FS-KGEO Kunststoffe in der Geotechnik, DGGT e.V., München, 1999
- Saathoff, F.; Witte, J. (1994): Eidersperrwerk, geotextile Sandcontainer zur Stabilisierung der Kolkböschungen. Hansa, Fachorgan der HTG, Nr. 4, S. 69-73
- Sparboom, U.; Schimmels, S. (2009): Kolkschutz an Monopilegründungen an Windenergieanlagen. Kongress der Hafentechnischen Gesellschaft e.V. (HTG), Tagungsband, Lübeck, September 2009
- Sumer und Fredsøe (2002) The Mechanics of Scour in the Marine Environment. World Scientific, Advanced Series on Ocean Engineering, Volume 17.
- TLG (2008): Technische Lieferbedingungen für Geotextilien und geotextilverwandte Produkte an Wasserstraßen. Bundesministerium für Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Wasserstraßen, Schifffahrt
- Werth, K. Recio, J. Oumeraci, H. Heerten, G. (2008): Hydraulic Permeability of Structures Made of Geotextile Sand Containers (GSC-Structures) - Laboratory Tests and Results, Conference Proceedings, 31st International Conference on Coastal Engineering ICCE, Hamburg, 2008
- ZTV-W LB 210 (2006): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen - Wasserbau für Böschungs- und Sohlensicherungen (Leistungsbereich 210). Bundesministerium Verkehr, Bau und Stadtentwicklung, Abteilung Eisenbahnen, Wasserstraßen

Die Isarquerung an der Reichenbachbrücke Geotechnische und bautechnische Herausforderungen

Dipl.-Ing. (FH) Jörg Hagen
Münchner Stadtentwässerung

1 Ausgangssituation

Seit den ersten Anfängen zur planmäßigen Kanalisierung Münchens im Jahre 1855 durch Arnold Zenetti wurden in München rund 2450 km Kanäle gebaut. Das Einzugsgebiet der beiden im Norden der Stadt errichteten Klärwerke beträgt inklusive der angeschlossnen Zweckverbände knapp 31.000 Hektar.

Sowohl das Klärwerk Gut Großlappen gegenüber der Allianz Arena mit einer Ausbaugröße von 2 Mio. Einwohnergleichwerten als auch das Klärwerk Gut Marienhof (Ausbaugröße 1 Mio. Einwohnergleichwerte) bei Eching befinden sich am westlichen Ufer der Isar.

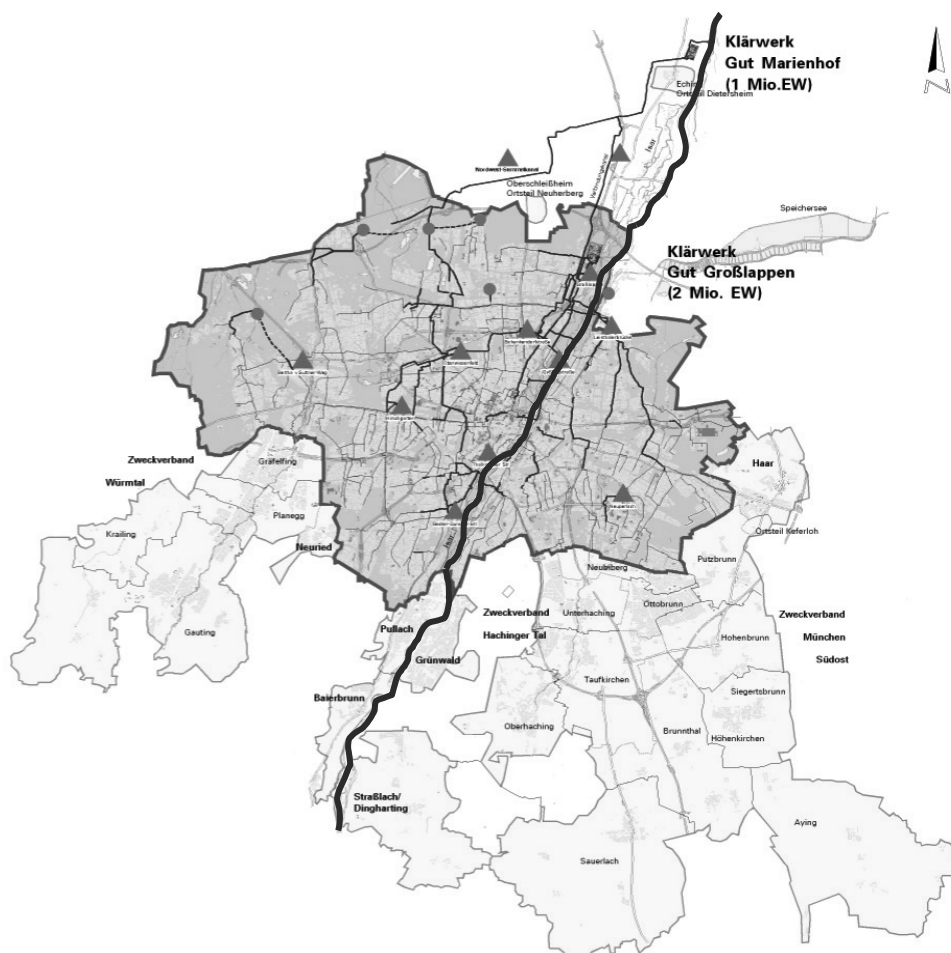


Abbildung 1 Einzugsgebiet der Münchner Klärwerke

Aufgrund der Lage am westlichen Isarufer muss sämtliches östlich der Isar anfallende Schmutz- und Mischwasser die Isar queren. Gegenwärtig existieren im Stadtgebiet 4 Querungen der Isar.

Eine dieser Querungen sind die „Museumsdüker“ nördlich des Deutschen Museums. Die um 1906 errichtete Dükeranlage besteht aus zwei Stahlleitungen DN 600. Durch Vergrößerung und zunehmende Versiegelung des Einzugsgebietes ist diese Isarquerung inzwischen hydraulisch stark überlastet; insbesondere bei Starkregenereignissen kommt es zu einem Rückstau ins Kanalnetz und Entlastung von Mischwasser über Regenüberläufe in die Isar. Die Dükeranlage stellt eine hydraulische Engstelle im Netz dar und soll durch das Projekt „Mischwassersammler links der Isar“ entlastet und die Einleitung von Mischwasser in die Isar bei Starkregenereignissen deutlich reduziert werden.

Das Projekt „Mischwassersammler links der Isar“ ist Teil eines seit Beginn der 1980er Jahre verfolgten Ausbaus des Münchner Kanalnetzes, in dessen Zuge zunächst ein unterirdisches Regenüberlaufbecken mit einem Speichervolumen von 60.000m³ im Englischen Garten sowie Zulaufkanäle im Durchmesser bis DN 3400 auf rund 2,8 km errichtet wurden.

Die letzte Projektstufe umfasst mit einem Investitionsvolumen von rund 75 Mio. € ca. 2,4 km Mischwassersammler DN 3400 entlang dem westlichen (linken) Isarufer zwischen dem Maximilianeum und dem Deutschen Museum. Zentrales Element ist hierbei der Bauabschnitt „Spartentunnel Reichenbachbrücke“, in dessen Zug die Isar gequert wird. Nach Fertigstellung des Projekts können auch aus Einzugsgebieten östlich der Isar gezielt Abflussspitzen in Regenrückhalteanlagen zwischengespeichert werden, bis Reinigungskapazitäten in den Klärwerken zur Verfügung stehen.

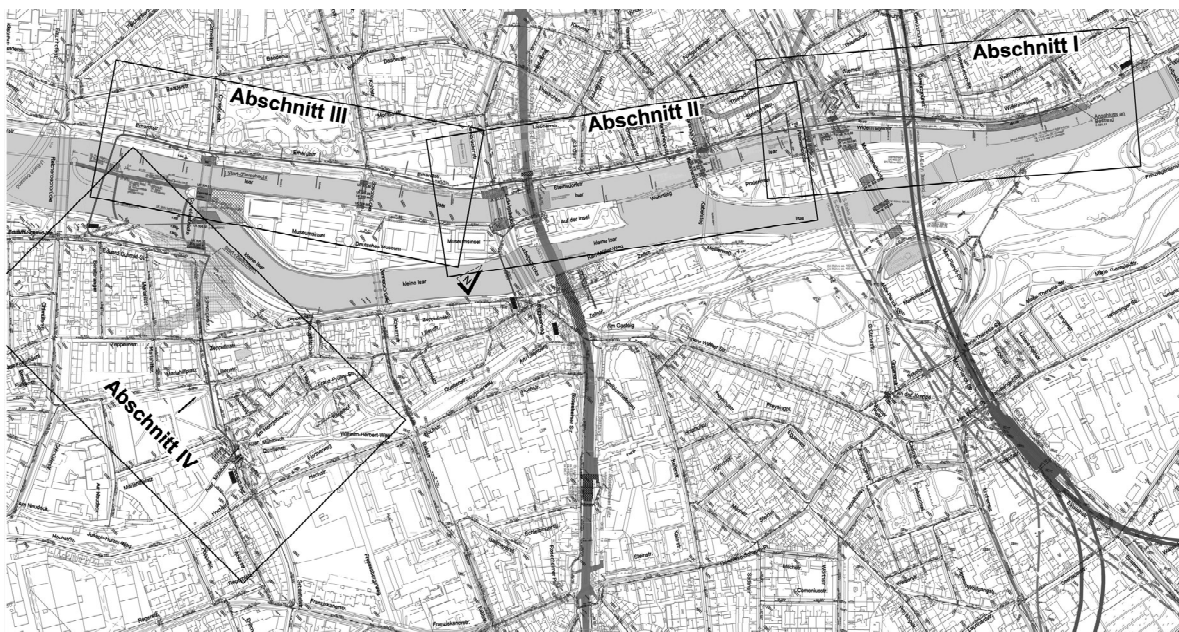


Abbildung 2 Lageplan Projekt "Mischwassersammler links der Isar"

Der Spartentunnel wird rund 250 m südlich des Deutschen Museums an der Reichenbachbrücke errichtet. Da der Abwasserkanal als Freispiegelsystem ausgelegt ist, ist die Höhenlage des Fließgerinnes durch den Anschluss an die bestehenden Kanäle vorgegeben, woraus sich auch die lichten Abmessungen des Abflussquerschnittes ergeben. Weiterhin ergibt sich die Lage des Bauwerks aus dem Höhenverlauf der Isarsohle, wodurch die Isar erst südlich des Deutschen Museums gequert werden kann. Infolge geringer Überdeckung stellt die Oberkante des Tunnel bereits die Isarsohle dar. Zur optischen Anpassung an die Flusssohle werden Wasserbausteine in den Deckel einbetoniert.



Quelle: Vermessungsamt München

Abbildung 3 Übersicht Baufeld mit Bauphasen

Die Bezeichnung „Spartentunnel“ rührt daher, dass neben einer Fließrinne zur Ableitung von Mischwasser auch eine neue Hauptwasserleitung DN 800 der Stadtwerke München, sowie Leerrohre für Daten- und Kommunikationsleitungen eingebaut werden.

2 Projekt „Spartentunnel Reichenbachbrücke“

2.1 Geologischer Überblick

Zur Erkundung des Baugrunds wurden vor Planungsbeginn Aufschlussbohrungen im Uferbereich und im Vorland (Hochwasserriese) niedergebracht und aus den U-Bahnbauprogrammen vorhandene Bohrungen mit ausgewertet.

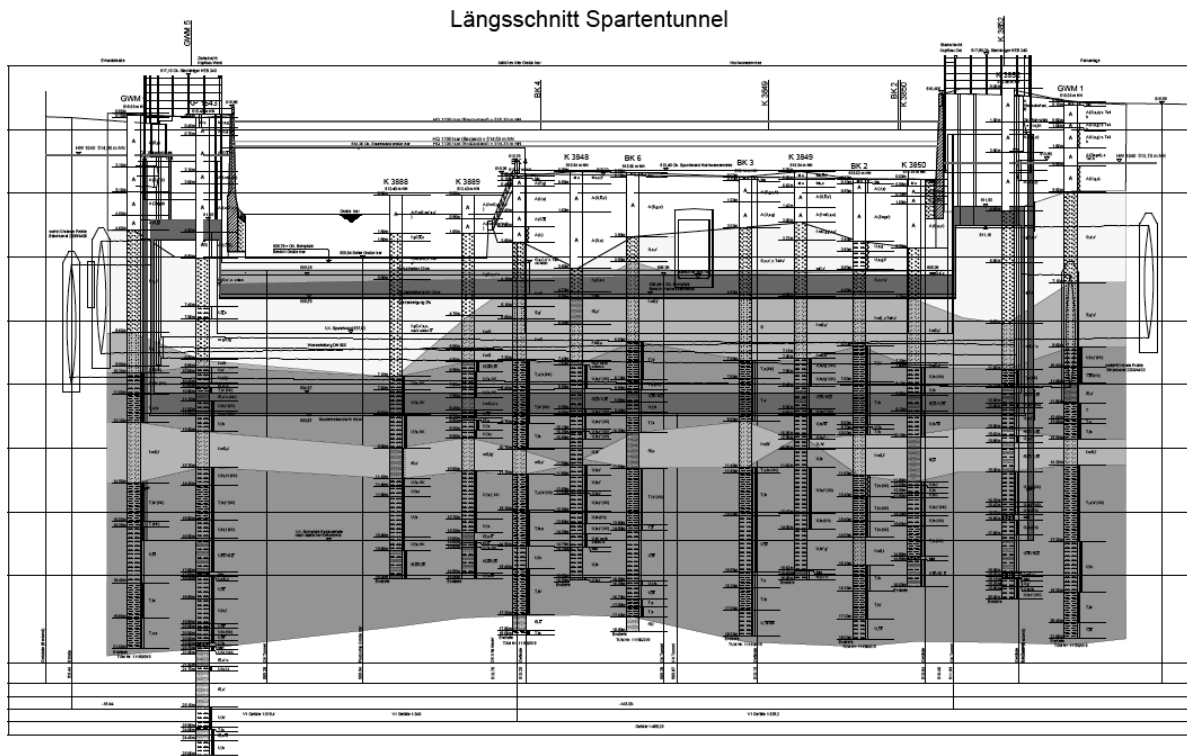


Abbildung 4 Geologischer Längsschnitt mit Spartentunnel

Die Hochwasserriese besteht überwiegend aus einer zwischen 0,90 m und 4,50 m mächtigen Auffüllung mit Trümmerschutt, die nach dem 2. Weltkrieg abgelagert wurde. Darunter stehen quartäre Kiese mitteldichter bis dichter Lagerung bis in eine Tiefe von rund 5,00 m an. Diese werden von tertiären Sanden und Mergeln unterlagert, die ein zweites, gespanntes Grundwasserstockwerk enthalten. Die tertiären Schichten fallen zur Isar hin nach unten ab, was darauf schließen lässt, dass die Isar bei vorangegangenen Hochwasserereignissen bis in die Tertiären Schichten durchgeschlagen ist und nachfolgend die Kolke mit Geschiebe aufgefüllt wurden. Die tertiären Mergel weisen zum Teil kalzitisch verfestigte Bänder auf, die teilweise in die Bodenklasse 6 einzuordnen sind.

2.2 Lösungsansätze

Nachdem im Zuge der Vorplanung die wesentlichen Elemente des Bauwerkes festgelegt wurden, musste ein Bauverfahren gefunden werden, mit dem die Maßnahme unter den Randbedingungen Hochwasser, Auskolkungen, Geologie und Altlasten realisiert werden konnte.

2.2.1 Maschinelles Tunnelvortrieb

Der erste Lösungsansatz sah vor, die Isarquerung mittels eines maschinellen Tunnelvortriebes aufzufahren. Aufgrund der Grundwassersituation kam nur ein Verfahren mit Druckluft oder hydraulisch gestützter Ortsbrust in Frage. Da sich der Vortrieb im Bereich von fluvialen Talböden befunden hätte, musste mit dem Antreffen von durch die Isar abgelagerten Findlingen sowie Baumstämmen gerechnet werden. Daraus erwuchs die Notwendigkeit einer freien Zugänglichkeit zur Ortsbrust, was den Einsatz eines Hydroschildes ausschloss. Da zudem die Überdeckung unter der Isar zu gering war, um Ausbläser beim Einsatz von Druckluft auszuschließen, wurde der Lösungsansatz „Tunnelvortrieb“ verworfen.

2.2.2 Offene Baugrube

Der zweite Ansatz sah als Lösung die Herstellung des Bauwerkes in einer offenen Baugrube mit wasserdichtem Verbausystem vor. Bei den Baugrunderkundungen wurden jedoch verfestigte Mergelbänder in Tiefenlagen angetroffen, die mit einem Spundwandverbau nur mit großem Aufwand zu durchhörtern gewesen wären. Neben diesem Problems taten sich weitere Probleme auf, die es zu lösen galt: Das Bauwerk hätte durch Zusatzmaßnahmen auftriebssicher gemacht werden müssen; der Bauablauf wäre infolge der erforderlichen Steifenlagen stark behindert worden, da in der Großen Isar der Verbau nicht rückverankert werden konnte. Darüber hinaus hätte dieses Verfahren eine offene Baugrube im hochwassergefährdeten Bereich für eine relativ lange Zeit erfordert und so das Risiko einer Überflutung der Baustelle erhöht. Aufgrund dieser Nachteile wurde die Herstellung in einer offenen Baugrube nicht weiter verfolgt.

2.2.3 Bohrpfahl-Deckel-Bauweise

Die Lösung war schließlich die Herstellung des Bauwerkes in Bohrpfahl-Deckel-Bauweise. Dieses für den Kanalbau untypische Bauverfahren bietet mehrere Vorteile. Zum einen können die verfestigten Mergel mittels Bohrpfählen relativ leicht durchhörtert werden und die Pfahlwände als Tragwerkelement in das Bauwerk integriert werden. Nachfolgend wird lediglich eine wasserundurchlässige Innenschale betoniert. Der Hauptvorteil liegt in der Begrenzung der Zeit, in der eine offene Baugrube im Abflussquerschnitt der Isar besteht. Sobald im Schutz eines Spundwandverbaus, der nicht bis in die verfestigten Mergel einbinden muss, die Bohrpfähle und die Deckel hergestellt worden sind, kann die Baugrube wieder verfüllt werden. Der nachfolgende Aushub des Tunnels und der Einbau der Bodenplatte und Innenschale erfolgt unabhängig vom Abfluss in der Isar unterirdisch von den Kopfbauwerken im Uferbereich aus. Zur Aufnahme der Auftriebskräfte wird die Bodenplatte mit den Bohrpfahlwänden kraftschlüssig verbunden. Hierzu werden Auflagertaschen in jeden unbewehrten Pfahl gefräst, um die auf die Bodenplatte wirkenden Kräfte über die Pfahlwände in den Baugrund einleiten zu können.

2.3 Projektdaten

Der Spartentunnel Reichenbachbrücke mit den lichten Innenmaßen von 3,80 m x 5,00 m ist rund 170 m lang. Er gliedert sich grundlegend in drei Bereiche: Die beiden je 11,50 m tiefen Kopfbauwerke am Ost- und Westufer der Isar zur Aufnahme der Zugangsschächte und den Anschlüssen an das bestehende Abwasser- und Frischwassernetz sowie den Tunnelbereich unter der Großen Isar und der Hochwasserwiese. Die Maßnahme wurde europaweit ausgeschrieben und von Mai 2007 bis November 2009 ausgeführt. Die Projektkosten liegen bei rund 14,0 Mio. €

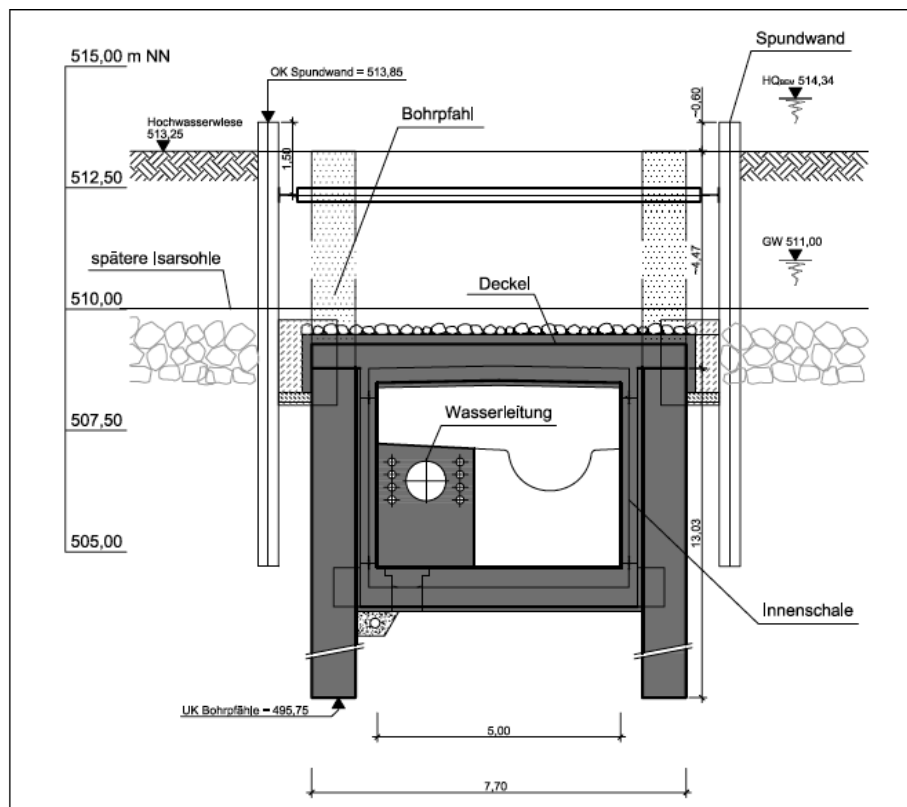


Abbildung 5 Querschnitt Spartentunnel

3 Herausforderungen des Projekts

Die Errichtung eines Bauwerks im Abflussquerschnitt eines Flusses wie der Isar brachte viele Schwierigkeiten mit sich. Bereits in der Planungsphase mussten ständig Abstimmungen mit Genehmigungsstellen vorgenommen und die Planungen öfters angepasst werden. Während der Ausführung wurden dann die im Zuge der Planung getroffenen Annahmen, festgelegten Vorgehensweisen und Alarmpläne mit den zugehörigen Meldketten auf die Probe gestellt.

Exemplarisch sind nachstehend einige der größten Herausforderungen beleuchtet.

3.1 Herausforderung Bauen im Fluss

Der Spantentunnel Reichenbachbrücke wurde in vier Bauabschnitten erstellt. Jeweils 2 Bauabschnitte liegen im Vorland und 2 in der Großen Isar. Für die Bauabschnitte in der Großen Isar mussten Hilfsschüttungen als Arbeitsplanum in den Fluss eingebracht werden. Um den durch diese Inseln verminderten Abflussquerschnitt auszugleichen und einen Aufstau der Isar südlich der Baustelle zu verhindern, musste ein Nebengerinne geschaffen werden. Dazu wurde ein Teil der Hochwasserwiese abgegraben und mit Wasserbausteinen, die bereichsweise verklammert wurden, befestigt. Gleichzeitig mussten die Fundamente der Reichenbachbrücke gegen Kolkbildung bei Hochwasserabflüssen gesichert werden. Hierzu wurde jeweils nördlich und südlich des Brückenfelds vor dem Nebengerinne ein Spundwandriegel eingebracht.

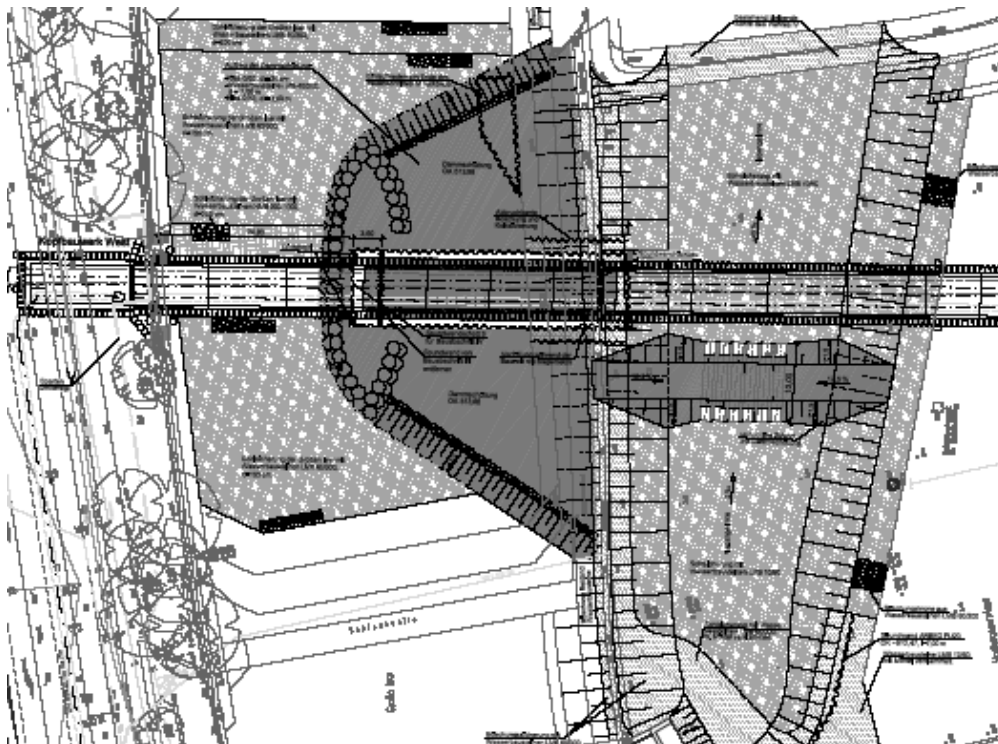


Abbildung 6 Lageplan Hilfsschüttung mit Nebengerinne zum Querschnittsausgleich

Aufgrund der hohen Strömungsgeschwindigkeit im Bereich der durch die Hilfsschüttungen eingegengten Isar wurde an den Stirnseiten der Inseln der Einbau von großformatigen Wasserbausteine erforderlich. Da die notwendigen Steine wegen ihres Gewichts nur mit großem Aufwand hätten versetzt werden könnten, wurden statt Natursteinen Geotextilsäcke, die vor Ort ausbetoniert wurden, verwendet. Beim Rückbau der Hilfsinseln wurden diese Big Bags im Fluss abgebrochen und aus dem Abflussquerschnitt entfernt.



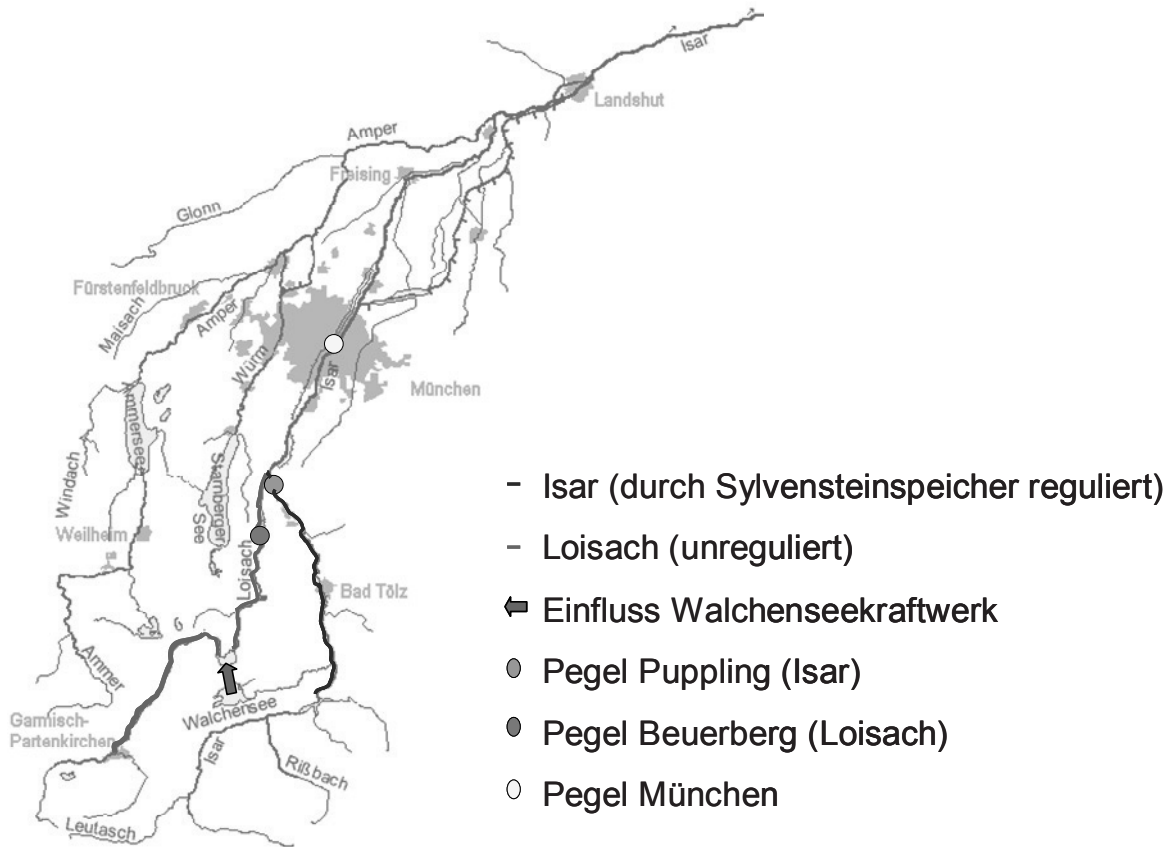
Abbildung 7 Einbau der Big Bags an den Kopfseiten der Inseln

Des Weiteren wurden durch die Genehmigungsbehörden Auflagen für die Arbeiten im Fluss festgelegt. Neben Auflagen zur Arbeitssicherheit wurden auch Anforderungen bezüglich des Hochwasserschutzes definiert. So musste in jeder Phase des Projektes ein Bemessungsabfluss von $1.100 \text{ m}^3/\text{s}$ ohne Aufstau südlich der Baustelle abgeleitet werden können.

Um die Hochwasserproblematik der Isar im Bereich der Baustelle zu verstehen, ist es notwendig, sich mit dem Einzugsgebiet der Isar bis München zu beschäftigen.

Die Isar entspringt im österreichischen Teil des Karwendels und wird durch den Sylvensteinspeicher südlich von Lenggries reguliert.

Südlich von München mündet in der Pupplinger Au die Loisach in die Isar. Die Loisach ist nicht reguliert und trägt entscheidend zum alpinen Fließverhalten der Isar in München bei. Einen großen Einfluss auf die Baumaßnahme hatte das Walchenseekraftwerk. Bei der Stromproduktion werden in Spitzenzeiten bis zu $60 \text{ m}^3/\text{s}$ aus dem Walchensee über den Kochelsee in die Loisach abgegeben. Mit einer durch die Berufsgenossenschaft und dem Gewerbeaufsichtsamt festgelegten Grenzwassermenge von $80 \text{ m}^3/\text{s}$ für Arbeiten im Fluss hatten bereits Schwankungen bei der Stromproduktion des Walchenseekraftwerkes erheblichen Einfluss auf den Bauablauf.



Quelle: Bayerisches Landesamt für Umwelt (LFU)

Abbildung 8 Einzugsgebiet der Isar

Die für die Organisation der Baustelle maßgebenden Pegel waren die Pegel München (Isar), Puppling (Isar) und Beuerberg an der Loisach. Die Faustregel besagt, dass die Summe der Abflüsse aus den Pegeln Puppling und Beuerberg nach einer Fließzeit von rund 6 Stunden den Pegel München erreicht.

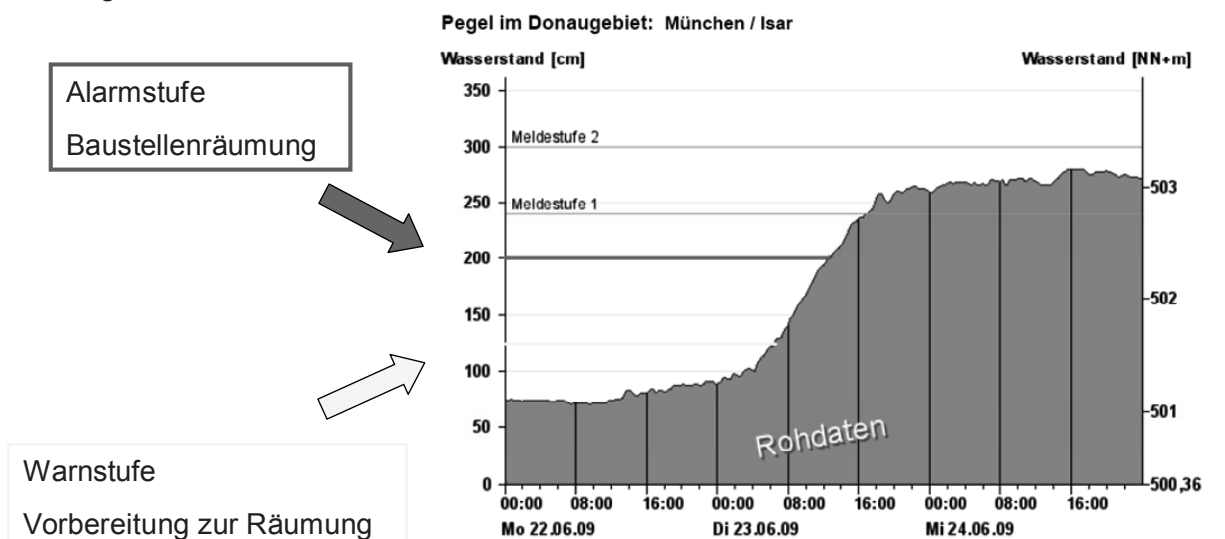


Abbildung 9 Hochwasserwelle

Abbildung 9 zeigt ein typisches Abflussverhalten der Isar am Pegel München mit schnell ansteigenden Abflüssen. Innerhalb von 6 – 8 h verdoppelt sich der Abfluss.

Aufgrund der Notwendigkeit, das komplette Baufeld innerhalb von 6 h räumen zu können, wurde ein umfangreicher Alarm- und Sicherheitsplan ausgearbeitet. Insbesondere musste berücksichtigt werden, dass z.B. Bohrpfahlarbeiten nicht kurzfristig abgebrochen werden können. Daher wurden im Alarmplan für jede der vier Bauphasen zwei Abflussmengen (Warnstufe und Alarmstufe) definiert, um eine kurzfristige Räumung des Baufelds sicherstellen zu können. Zur Abschätzung der Abflussentwicklung am Pegel München wurden Prognosen der Hochwasservorhersagezentrale Weilheim herangezogen, mit der ein enger Kontakt bestand.

Ab dem Erreichen der Warnstufe war die Baustelle auf eine mögliche Räumung vorzubereiten. Das heißt, die Arbeitsabläufe waren entsprechend zu organisieren und lang andauernde Arbeiten wie z.B. Betonage von Deckelfeldern durften nicht mehr begonnen werden. Bei ungünstiger Entwicklung der Prognosen und Überschreiten der als Alarmstufe festgelegten Abflüsse, wurde durch den Auftraggeber die Räumung der Baustelle angeordnet. Durch den Auftragnehmer hatte dann sämtliches Gerät und Material aus dem Abflussquerschnitt beziehungsweise dem hochwassergefährdeten Bereich der Isar zu entfernen.

3.2 Herausforderung Bauvertrag

Eine weitere Schwierigkeit war, die bekannten Risiken aus dem Bauen im Abflussquerschnitt der Isar vertraglich zu fassen.



Abbildung 10 Baufeld bei einem Abfluss von $950\text{m}^3/\text{s}$: Herausforderung für den Kalkulator

Eine einfache Herangehensweise wäre sicherlich gewesen, sich als Bauherr auf die VOB/B zurückzuziehen, die in §6/2 aussagt:

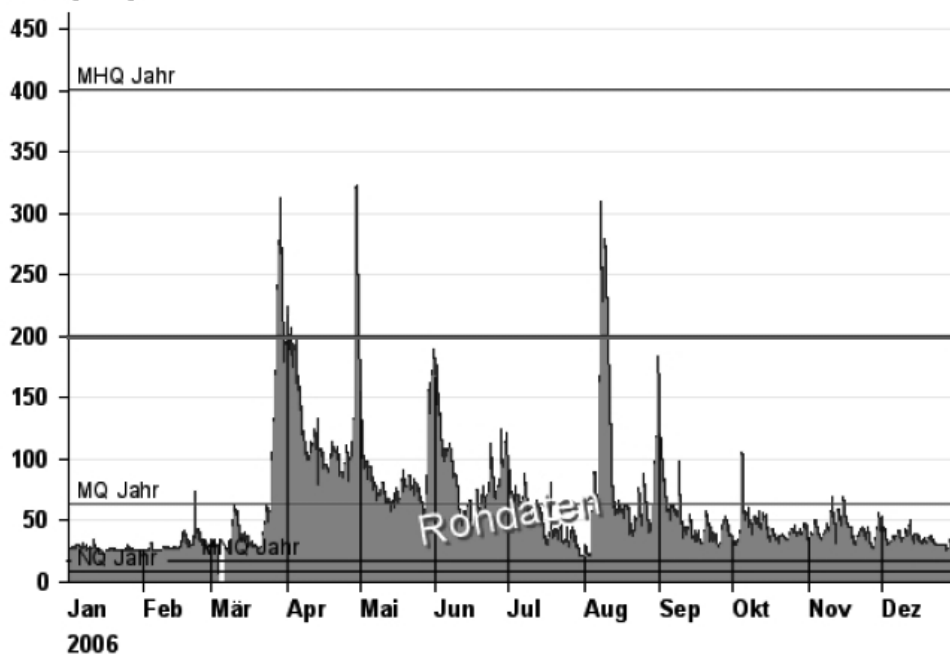
„Witterungseinflüsse während der Ausführungszeit, mit denen bei Abgabe des Angebots normalerweise gerechnet werden musste, gelten nicht als Behinderung.“

Demzufolge ergibt sich für den Bauherren kein Handlungsbedarf bei bauvertraglichen Fragen, da die Bieter sämtliche Kosten infolge von Hochwasserereignissen im Angebot berücksichtigen müssen.

Diese Herangehensweise führt weder zu einem für den Auftraggeber noch für den Auftragnehmer fairen Bauvertrag. Darüber hinaus ergäben sich für den Auftraggeber Schwierigkeiten die eingegangenen Angebote zu werten, da von den Bietern unterschiedliche Eintrittshäufigkeiten von Hochwasserereignissen angesetzt würden. Die Schwierigkeit, die Eintrittshäufigkeit einer Baustellenräumung abzuschätzen, zeigt Abbildung 11. Eingetragen ist die Alarmwassermenge der Bauphase IV (Hilfsinsel am westlichen Isarufer). Die Alarmwassermenge wird mehrfach knapp erreicht bzw. überschritten.

Pegel im Donaugebiet: München / Isar

Abfluss [m³/s]



Quelle: Bayerisches Landesamt für Umwelt (LFU) (ungeprüfte Rohdaten)

Abbildung 11 Abflussganglinie der Isar 2006

Um gleiche Wettbewerbsbedingungen zu schaffen, wurden spezielle Positionen zur Baustellenräumung, Stillstandszeiten und Wiedereinrichtung für jede Bauphase ins Leistungsverzeichnis aufgenommen. Diese Bedarfspositionen wurden, um Spekulation vorzubeugen, in die Wertungssumme mit einbezogen, jedoch erst im Eintrittsfall beauftragt. Rückblickend ist zu sagen, dass sich die Schaffung von Stillstandspositionen für Hochwasserereignisse bewährt hat, da bereits bei Beauftragung feste Kosten für den Stillstand der Baustelle bzw. Großgerät je Tag benannt wurden und diese Kosten nicht nach einem Eintrittsfall verhandelt werden müssen. Zusätzlich wurden Positionen für die zeitabhängigen Kosten wie Allgemeine Geschäftskosten (AGK) und Baustellengemeinkosten (BGK) je Bauphase ausgeschrieben.

Die Mengenfordersätze der Stillstandspositionen wurden anhand von statistischen Auswertungen der Abflussganglinien der Isar am Pegel München, unter Berücksichtigung der

Alarmwassermenge in der jeweiligen Bauphase festgelegt. Aufgrund der Erfahrungen aus jüngerer Zeit mit mehrfachem Erreichen von Hochwasserabflüssen, die nahe an einem hundertjährigen Abflussereignis lagen (1999 und 2005), wurde als Betrachtungszeitraum die letzten 20 Jahre zugrunde gelegt.

3.3 Herausforderung Kolksicherung

Für die Bauabschnitte in der Großen Isar wurde mittels Hilfsinseln ein Arbeitsplanum erstellt, durch das es zu einer Einengung des Abflussquerschnitts kam. Die Fließgeschwindigkeit im eingengten Bereich erhöhte sich und erforderte eine Sicherung der Inselböschung mit großformatigen Wasserbausteinen. Gleichzeitig bestand bei Hochwasserabflüssen die Gefahr von Auskolkungen an der Flusssohle. Die Sohle der Isar besteht aus Quartären Kiesen, deren Mächtigkeit vor Baubeginn nur abgeschätzt werden konnte, da Aufschlussbohrungen im Fluss noch nicht vorlagen und erst im Zuge des Inselbaus erfolgen sollten. Mit zunehmendem Abfluss erhöht sich die Fließgeschwindigkeit in der Engstelle und die kritische Schubspannung an der Sohle wird überschritten. Die Isar würde zunächst die quartären Kiese abtragen und die darunter anstehenden tertiären Sande freilegen. Diese können der Strömung deutlich weniger Widerstand entgegensetzen und die Isar würde im Baustellenbereich schlagartig tiefe Auskolkungen an der Sohle hervorrufen, die die Standsicherheit der angrenzenden Ufermauer und der unterstromig gelegenen Corneliusbrücke gefährden würden.

Im Zuge der Planung wurden hydraulische und morphologische Berechnungen durchgeführt, die zum Ergebnis hatten, dass auch für den Endzustand eine Sicherung der Isarsohle im Bauwerksbereich mit Wasserbausteinen erforderlich ist.



Abbildung 12 Ergebnis der morphologischen Berechnungen (IB IFH)

Vor Beginn der Arbeiten in der Großen Isar bzw. vor dem Herstellen der Hilfsinseln musste daher die Isarsohle gesichert werden. Durch die Berufsgenossenschaft und das Gewerbeaufsichtsamt wurde festgelegt, dass die Arbeiten im Fluss nur bis zu einem Abfluss von $80 \text{ m}^3/\text{s}$ durchgeführt werden dürfen. Gleichzeitig musste, die im Baustellenbereich eingestaute Isar abgesenkt werden, um die Wassertiefe zu verringern. Durch das Absenken des Stauziels wurde jedoch die Wasserzuführung zum Englischen Garten begrenzt, so dass hier zahlreiche Bäche trocken fielen und Kleinwasserkraftwerke die Stromproduktion einstellen und entsprechend entschädigt werden mussten. Aufgrund dieser Umstände wurde durch das Wasserwirtschaftsamt München nur eine Absenkung von 12 Arbeitstagen genehmigt.

Die Planung der Sohlsicherung sah vor, zunächst ca. 3.000 to Geschiebe aus der Großen Isar zu entnehmen und rund 9.000 to Wasserbausteine der Größenklassen LMB 40/200 bis HMB 300/1.000 auf einer Filterschicht aus Schotter (32/56 mm) einzubauen. Der Einbau von 9.000 to Material bedeutete diesmal eine logistische Herausforderung. Bei einer zur Verfügung stehenden Zeitspanne von 12 Tagen mussten pro Tag 750 to Material auf die Baustelle im Herzen von München geliefert werden. Um Verzögerungen bei der Anlieferung von Material bei Verkehrsspitzen zu kompensieren und die Arbeiten nicht unterbrechen zu müssen wurde ein Pufferlager von insgesamt rund 1.000 to Wasserbausteinen der unterschiedlichen Größenklassen im Vorland angelegt.



Abbildung 13 Pufferlager der Wasserbausteine im Vorland

Der Einbau der Wasserbausteine erfolgte durch zwei Kolonnen, die jeweils aus einem Hydraulikbagger und einem Dumper zur Andienung zusammengesetzt waren. Die Dumper wurden im Vorland beladen und über Rampen und Hilfsstraßen in der Isar zum jeweiligen Einbauort gebracht.



Abbildung 14 Einbau der Sohlsicherung

4 Schlussfolgerung

Die Ausführung der Baumaßnahme „Spartentunnel Reichenbachbrücke“ hat sich als eines der komplexesten Projekte erwiesen, die die Münchner Stadtentwässerung bislang abgewickelt hat. In vielen Bereichen wurde Neuland für die Münchner Stadtentwässerung betreten, da Fragestellungen wie Sicherung einer Flusssohle oder die Ausarbeitung eines Alarmplans bei drohender Überflutung des Baufelds bei bisherigen Maßnahmen nicht aufgetreten waren. Das Projekt konnte weitgehend wie geplant umgesetzt werden. Rückblickend zeigt sich, dass eine realistische Abschätzung der zu erwartenden Gefahren im Planungsstadium immens wichtig ist, um diese bei der Ausführung berücksichtigen und in der Ausschreibung entsprechende Leistungspositionen vorsehen zu können. Da bereits vor Ausführungsbeginn klar war, dass Stillstände der Baustelle aufgrund von Hochwasser zu erwarten waren, konnten entsprechende Stillstandspositionen ausgeschrieben werden. Das Vorhandensein dieser Positionen hat sich als sehr günstig erwiesen, da die Vergütung von Stillständen dadurch eindeutig geregelt war und langwierige Verhandlungen nicht erforderlich waren.

Gute Erfahrungen konnten auch mit der im Rahmen der Maßnahme praktizierten Öffentlichkeitsarbeit gemacht werden. Die Anwohner wurden zu Baubeginn durch Postwurfsendungen informiert und über den aktuellen Baufortschritt durch Infotafeln auf dem Laufenden gehalten. Zusätzlich wurde ein Bürgertelefon eingerichtet und über die Volkshochschule Führungen auf der Baustelle angeboten, was zu einer merklich besseren Akzeptanz der zwangsläufigen Beeinträchtigungen bei den Anwohnern beitrug.

5 Literatur

Ingenieurbüro EDR – Entwurfsplanung Spartentunnel Reichenbachbrücke, Mai 2006.

Axel Christmann Ingenieurtechnik – Geotechnischer Bericht Spartentunnel Reichenbachbrücke;
April 2006.

Institut für Hydrotechnik – Hydraulische und morphologische Untersuchung, Mai 2006.

Stadtentwässerung München – Geschichtliche Entwicklung/Zukünftige Aufgaben, C.H. Harbeke,
München 1969.

Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen, Beuth Verlag, Ausgabe 2006.

Bergung von Schildvortriebsmaschinen durch Bodenvereisung nach Wassereintrüchen in den Vortriebsbereich

Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz

Dr.-Ing. Stefan Schmitz

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Allgemeines

Die BAUER Spezialtiefbau GmbH erhielt in Zusammenarbeit mit ihren Tochterunternehmen in der Türkei und in Ägypten im Jahre 2009 den Auftrag für Vereisungsmaßnahmen im Rahmen der Bergung von Tunnelbohrmaschinen (TBM).

In Istanbul sollte die TBM die Umschließungs-Schlitzwand des bereits hergestellten Bahnhofs durchfahren. Hierzu wurde vorab ein HDI-Dichtblock vor der Wand hergestellt. Da die Wirksamkeit dieses Dichtblockes nicht ausreichend war, mussten hier zusätzliche Abdichtungen erfolgen, damit die TBM ohne Wasser- und Bodeneintrieb in den vorhandenen Bahnhof einfahren konnte.

In Kairo kam es auf Grund des Versagens eines Tübbingsegmentes im Bereich des Schildschwanzes zu einer Havarie der TBM, sodass hier spezielle Bergungsarbeiten erforderlich wurden.

Im Folgenden werden beide Projekte vorgestellt. Die TBM in Istanbul konnte bereits erfolgreich geborgen werden. In Kairo dauern die Arbeiten noch an und werden vermutlich Ende des Jahre 2010 abgeschlossen sein.

2 Bergung der TBM in Istanbul, Türkei

In Istanbul laufen derzeit die Arbeiten zur Verbindung des asiatischen mit dem europäischen Teils der Stadt unter dem Bosphorus (Projekt *Marmaray*). Die Verbindung soll über zwei getrennt verlaufende Eisenbahn-Tunnelröhren erfolgen. Im Vorfeld wurden bereits die erforderlichen Bahnhöfe hergestellt. Derzeit wird mit Thixschild-Tunnelbohrmaschinen die Strecke aufgeföhren.

Im Bereich des Bahnhofs Üsküdar (asiatischer Teil Istanbul), der direkt am Bosphorus gelegen ist (Bild 1) wurden Zusatzmaßnahmen erforderlich, um die TBM in den Bahnhof einföhren lassen zu können.



Bild 1: Lage der Baustelle bzw. des Bahnhofs am Bosphorus, Istanbul

2.1 Sachverhalt

Der in Üsküdar bereits hergestellte Bahnhof wurde durch eine Umschließung mit einer Schlitzwand ausgeführt. Vor der Schlitzwand wurde ein HDI-Block hergestellt. Es war geplant mit der Tunnelbohrmaschine in diesen Dichtblock einzufahren von der Luftseite die Schlitzwand zu öffnen und dann mit der TBM in den Bahnhof einzufahren. Linker Hand (siehe Bild 2) konnte dieses Verfahren erfolgreich ausgeführt werden.

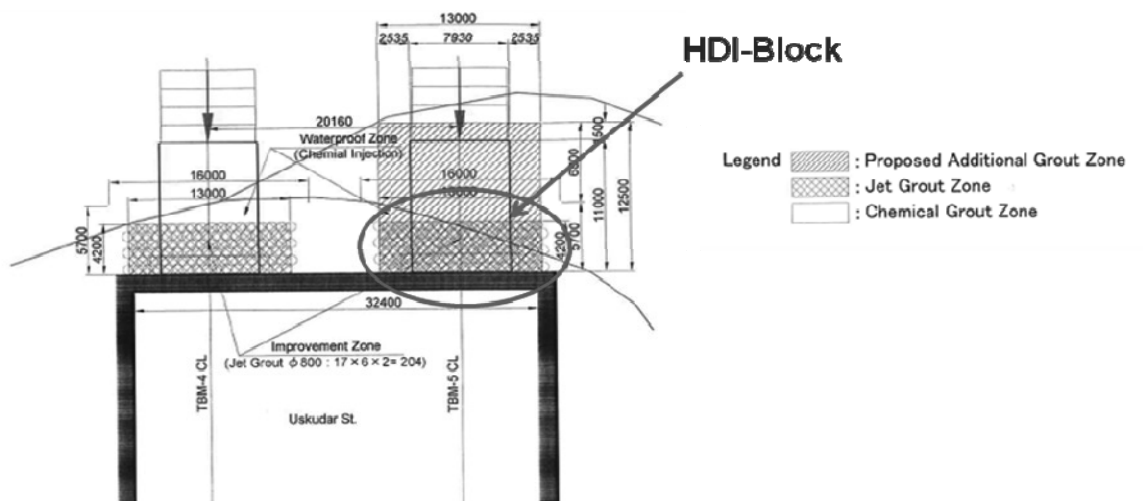


Bild 2: Die geplante Einfahrt der TBM in den Bahnhof Üsküdar

Rechter Hand wurde mit dem HDI-Block die ausreichende Dichtigkeit nicht erzeugt, sodass hier Zusatzmaßnahmen erforderlich wurden. Bild 3 zeigt einen Schnitt, wie die TBM in den Dichtblock eingefahren ist und vor der Schlitzwand zu stehen kommt.

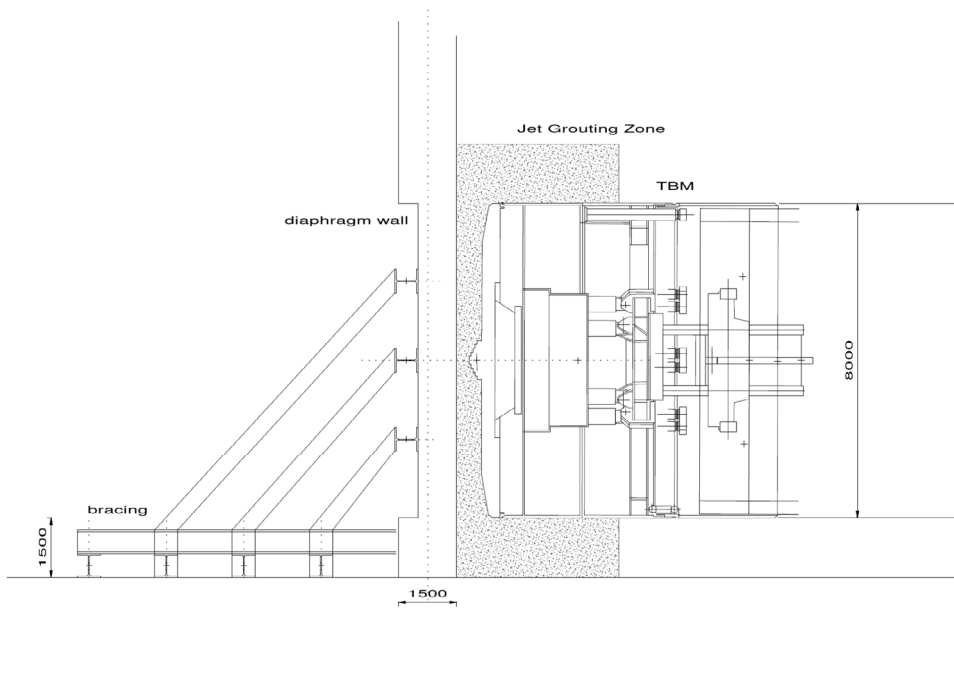


Bild 3: Schnitt der vor der Schlitzwand anstehenden TBM

Um ein Öffnen der Schlitzwand von der Luftseite zu ermöglichen, wurde geplant einen Vereisungsschirm um die TBM herzustellen. Bild 4 zeigt den geplanten Vereisungsschirm bzw. das zugehörige Bohrbild. Neben den Gefrierlanzen wurden Bohrungen zur Kontrolle der vorhandenen Temperatur im Baugrund hergestellt. Es wurde geplant die Vereisung mit Zuhilfenahme von flüssigem Stickstoff auszuführen. Da die Vereisung nur eine dichtende, keine statische Wirkung haben sollte, wurde eine Tiefe der Bohrungen von ca. 2 m hinter der Schlitzwand geplant, wie Bild 4 zeigt und ausgeführt. Im Schutze dieses Vereisungsschirms sollte dann das TBM-Schneidrad freigelegt werden.

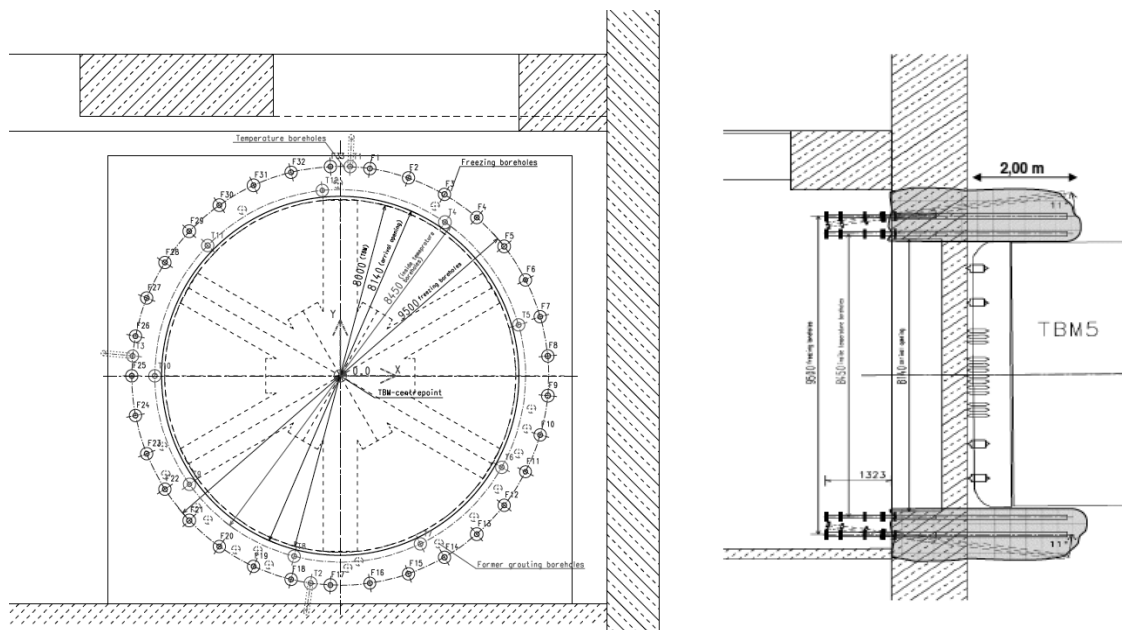


Bild 4: Bohrbild und geplante/ ausgeführte Tiefe der Bohrungen

Das Design für die Vereisung wurde von der CDM Consult GmbH ausgeführt. Für die Vereisung und die Stickstofflieferung war die Linde AG, Linde Gases Division verantwortlich.

Die Ausführung erfolgte von Dezember 2009 bis Januar 2010.

2.2 Ausführung der Bohrungen

Das Design sah insgesamt 33 Bohrungen für die Vereisung vor. Zusätzlich wurden Temperaturlanzen in den Boden rund um den Schild eingebracht. Die Bohrungen sollten eine geplante Tiefe von 2 m hinter der Schlitzwand haben.

Die Bohrungen wurden mit einer Klemm KR 806 dreh Schlagend mit Suspensionsspülung ausgeführt. Um alle zu bohrenden Bereiche zu erreichen wurde ein Gerüst hergestellt (Bild 5) von dessen Plattform aus gearbeitet wurde.

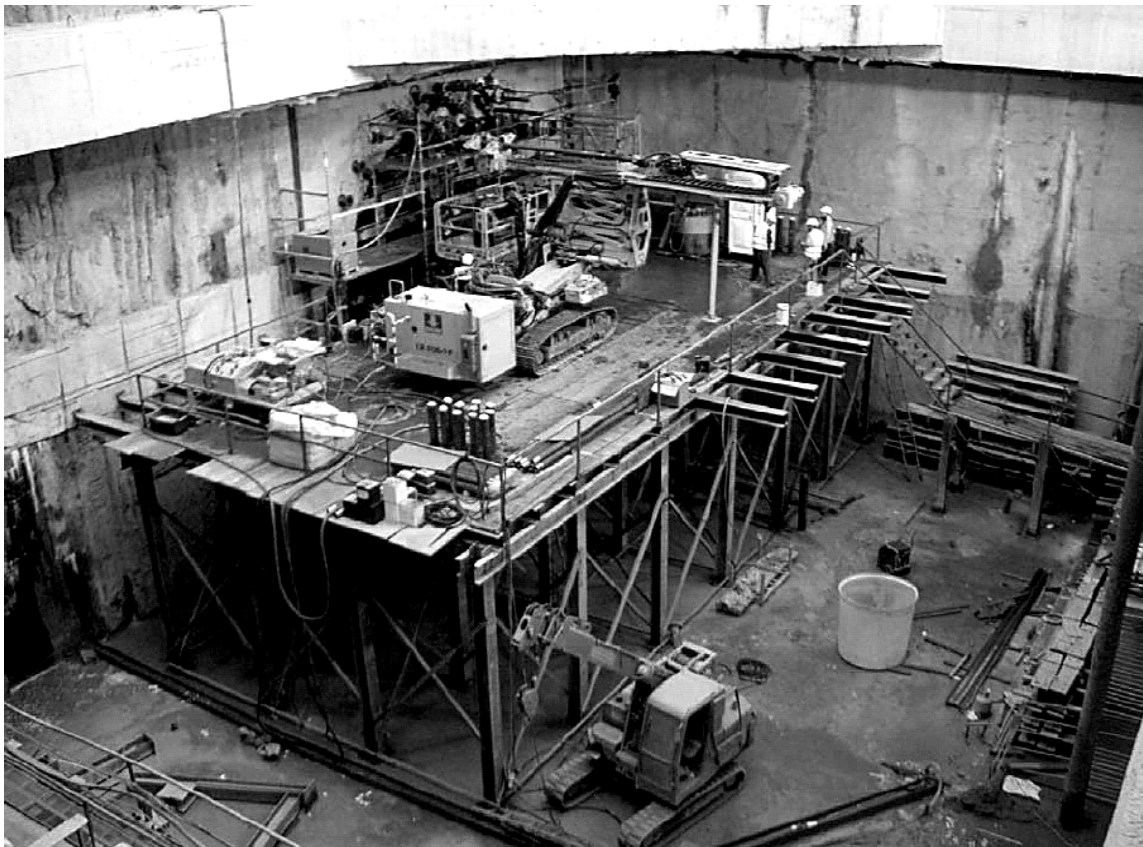


Bild 5: Klemm KR 806 auf Stahl-Holzgerüst

Da gegen drückendes Grundwasser (ca. 25 m Wassersäule) gebohrt werden musste, wurden sogenannte Blow Out Preventer (BOP) eingesetzt (Bild 6).

Ein BOP ermöglicht z.B. den Wechsel des Bohrgestänges auch bei drückendem Grundwasser durch den Einsatz von Gummikissen, die durch hydraulischen Druck geschlossen werden können.

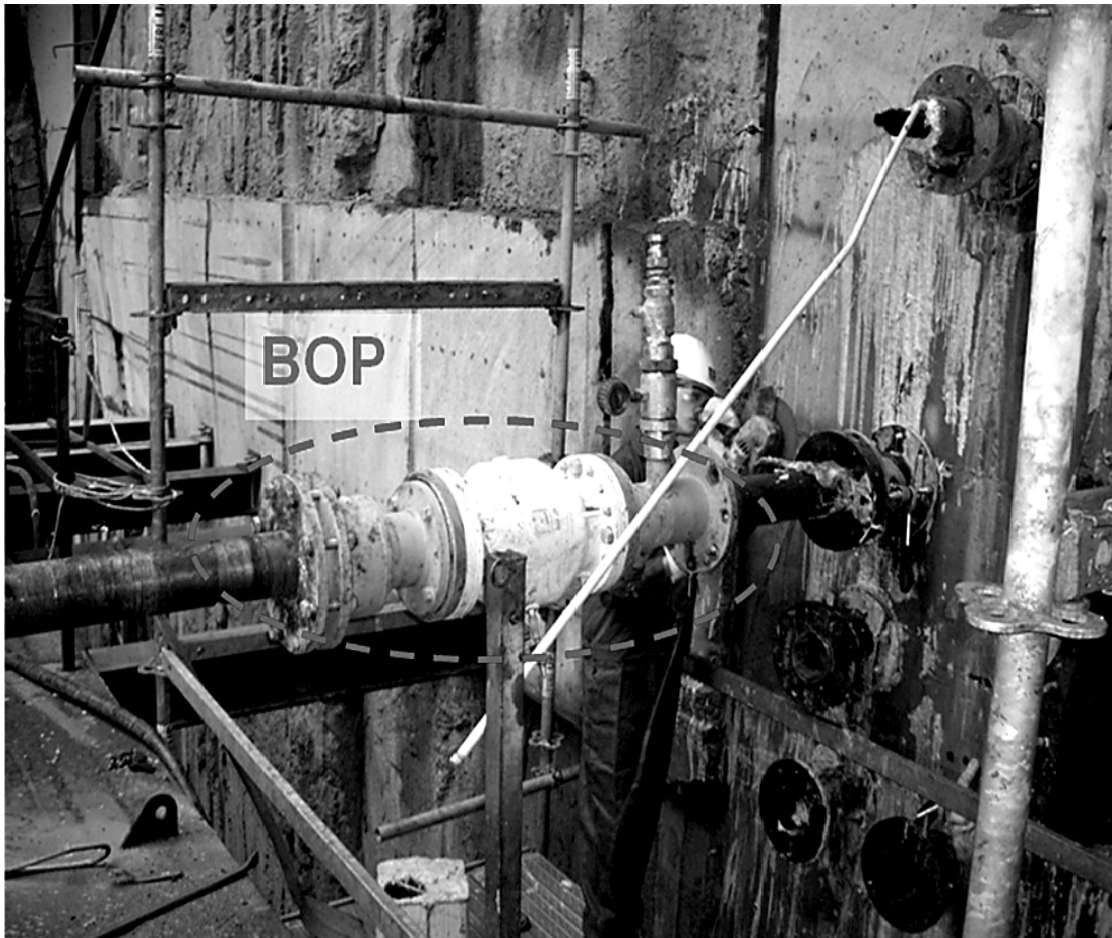


Bild 6: Montierter Blow Out Preventer

2.3 Planung und Ausführung der Gefrierung

Mit Hilfe von thermischen Berechnungen wurde die Dicke des Eiskörpers nach einer bestimmten Aufgefrierzeit bestimmt. Zur Kontrolle der im Baugrund herrschenden Temperatur wurden Temperaturfühler in separat hergestellte Bohrungen eingebaut.

Das Bild 7 zeigt die theoretische Temperaturverteilung im Baugrund nach 15 Tagen Aufgefrierung.

Die Aufgefrierung erfolgte mit Hilfe von flüssigem Stickstoff, der in Tanks auf die Baustelle geliefert wurde.

Bild 8 zeigt die Ansicht der Schlitzwand im Bereich der Vereisung. Es ist deutlich die Eisbildung rund um die Gefrierlanzen zu erkennen.

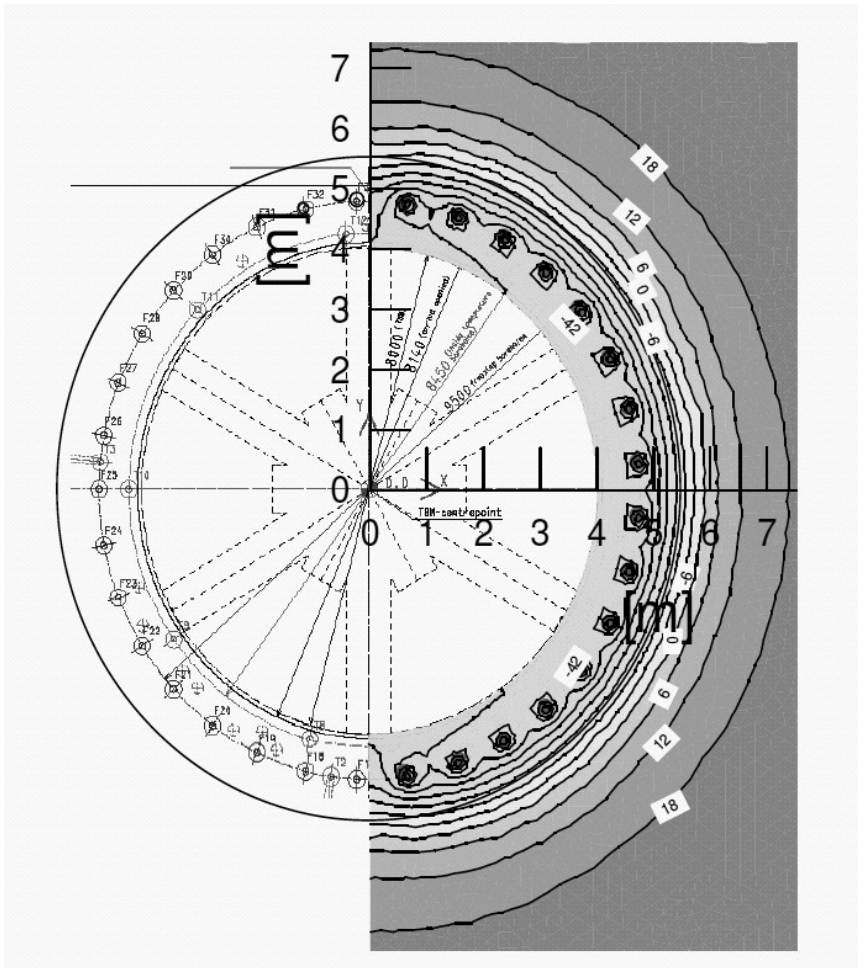


Bild 7: Berechnung der Temperaturverteilung nach 15 Tagen Aufgefrierung

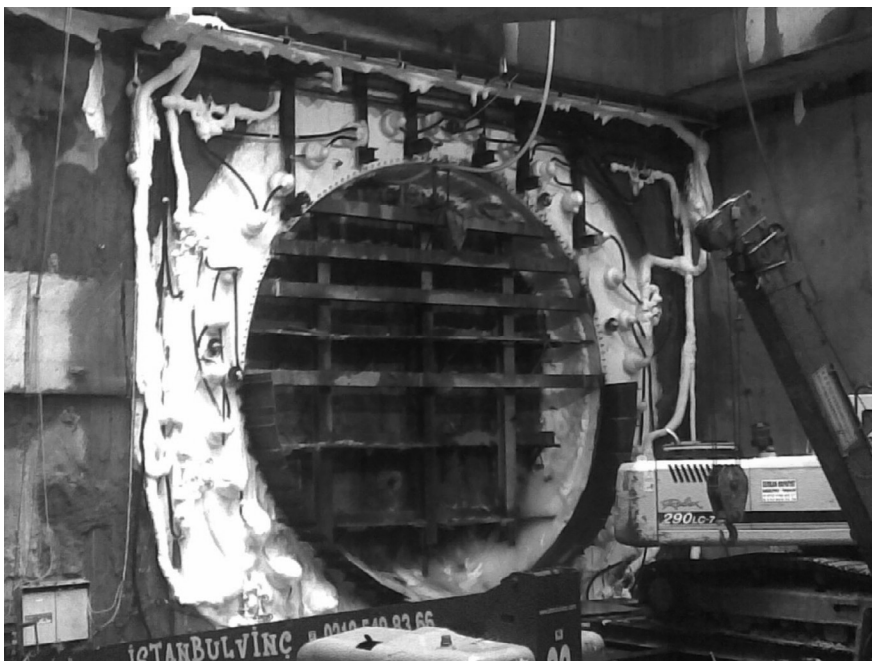


Bild 8: Vereisung im Bereich der Schlitzwand

2.4 Bergung der TBM

Nach erfolgter Gefrierung des Baugrunds und Feststellung der ausreichenden Mächtigkeit des Gefrierkörpers, wurden Tests zur Dichtigkeit des Frostkörpers ausgeführt. Nach Erreichen der ausreichenden Dichtigkeit konnte die Tunnelbohrmaschine freigelegt werden.

Bild 9 zeigt das freigelegte Schneidrad der TBM.



Bild 9: Freigelegtes Schneidrad der TBM

Das in Bild 9 erkennbare Bewehrungseisen hätte mit der TBM nicht durchfahren werden können, sodass die hier dargestellten Maßnahmen erforderlich wurden. In Bild 10 kann man die erfolgreich ausgeführte Bergung der TBM in Istanbul mit Hilfe der Bodenvereisung sehen.



Bild 10: In den Bahnhof eingefahrene TBM

3 TBM-Rescue in Kairo, Ägypten

Die Regierung in Kairo führt derzeit den Ausbau des U-Bahnnetzes durch. Die U-Bahnstrecke wird überwiegend mit Tunnelbohrmaschinen hergestellt. Die Baugruben der zugehörigen Bahnhöfe wurden durch der BAUER Egypt S.A.E., einer Tochterfirma der BAUER Spezialtiefbau GmbH, ausgeführt. Bild 11 zeigt das bereits vorhandene, das sich im Bau befindende und das geplante Netz der Cairo Metro Lines. Die Havarie der TBM fand im Bereich zwischen Bab El Sha'reya und El Geish statt (Metro Linie 3).

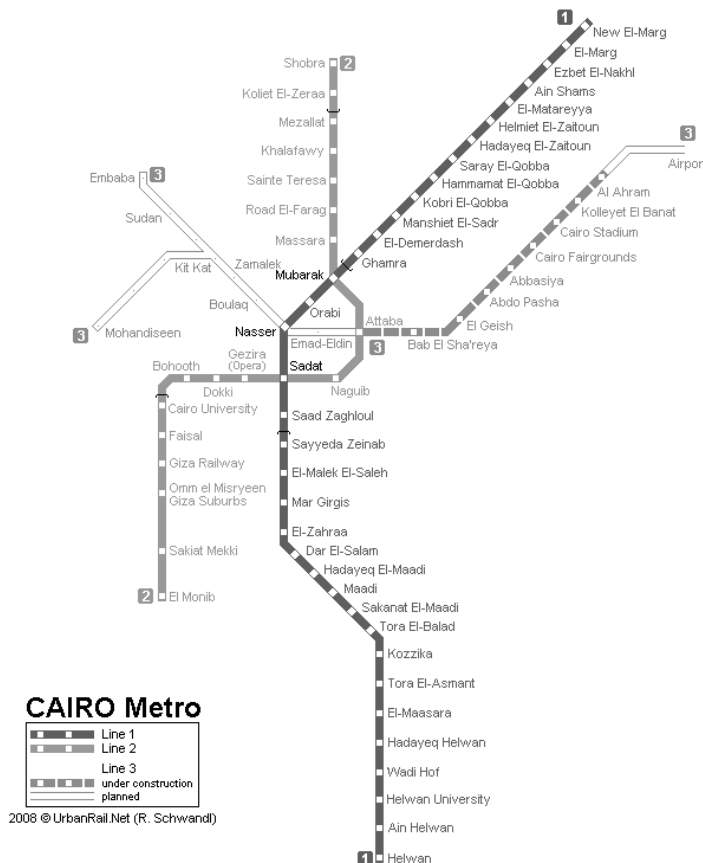


Bild 11: Die Streckenführung der Cairo Metro Line 3

3.1 Sachverhalt

Der Tunnel für die U-Bahnstrecke in Kairo wird mit einer Thixschild-Tunnelbohrmaschine mit nachfolgendem Tübbingausbau aufgeföhren. Im Bereich hinter dem Schildschwanz kam es zum Einbruch eines oder mehrerer Tübbingsegmente, sodass der bereits vorhandene Tunnel inklusive TBM geflutet wurde.



Bild 12: Blick in die TBM

Durch die Havarie entstand oberhalb des bestehenden Tunnels ein Trichter in der Straße der im Nachgang wieder verfüllt wurde.

Zur Bergung der TBM hat man sich zu einer Vereisung entschieden. Die zugehörigen Gefrierlanzen sollten von einem zuvor herzustellenden Schacht aus hergestellt werden. Das Bild 13 zeigt die geplanten Maßnahmen für die Vereisung. Von dem mit einer Schlitzwandfräse hergestellten kreisrunden Schacht (Durchmesser ca. 18 m) aus sollten etwa 20 bis 25 m lange Bohrungen ausgeführt werden.

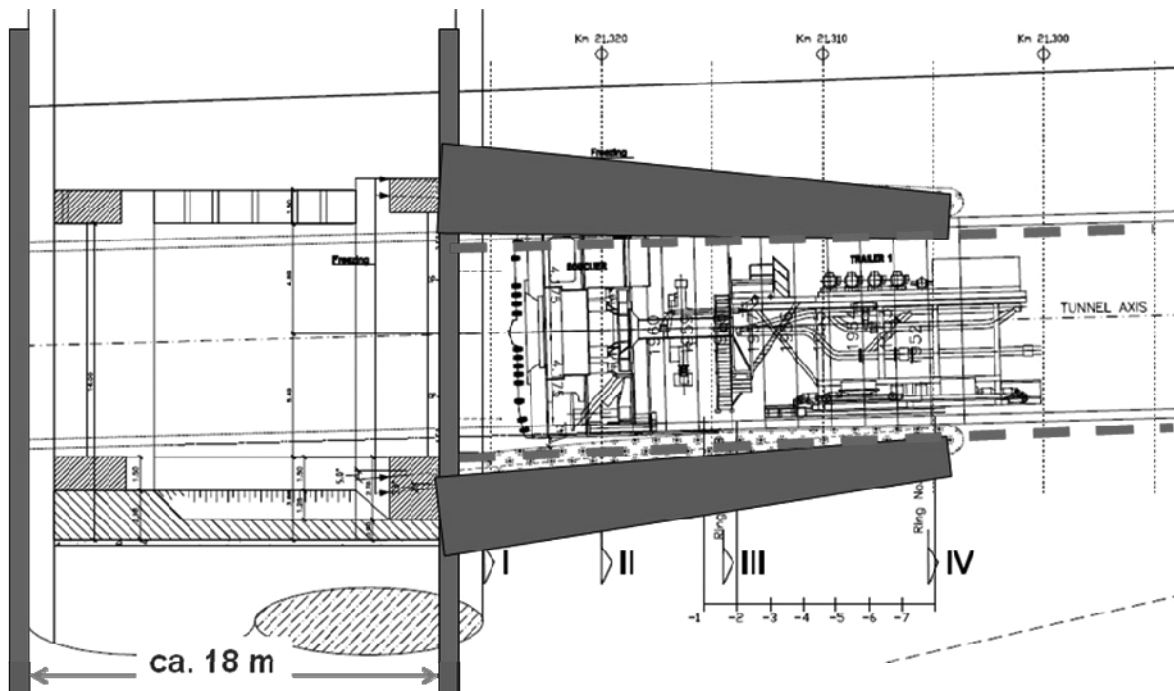


Bild 13: Berechnung der Temperatur nach 15 Tagen Aufgefrierung

Bild 13 zeigt den Schacht und die dahinter anstehende TBM mit dem zugehörigen gepanten Vereisungskörper. Auf Grund der langen Haltezeit des Vereisungskörpers wird die Vereisung mit Kältemaschinen und CaCl_2 -Sole durchgeführt..

Für die Herstellung des Schachtes wurden etwa 6 Wochen benötigt. Die Schlitzwand reicht bis etwa 105 m Tiefe. In etwa dieser Tiefe steht der hydraulische Stauer an, sodass eine wasserdichte Baugrube hergestellt werden konnte. Ein entsprechender Pumpversuch bestätigte dies. Die maximale Aushubtiefe beträgt etwa 40 m.



Bild 14: Hergestellter Schacht als Schlitzwand mit 18 m Durchmesser

3.2 Ausführung der Bohrungen

Um zu verhindern, dass die TBM auf ganzer Länge an den Gefrierkörper anwächst, werden die Vereisungsbohrungen trichterförmig bis auf den unverstärzten Tunnelbereich hinter der TBM geführt. Für die Bohrungen wurde eine Klemm KR 806 verwendet, wobei überwiegend drehend gebohrt wurde. Bei Erfordernis wurde drehschlagend gebohrt.

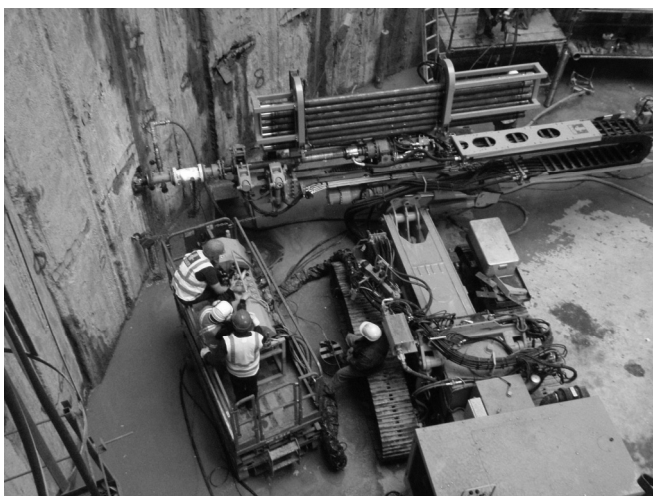


Bild 15: Klemm KR 806 beim Bohren im Schacht

Bild 16 zeigt den Grundriss und den Schnitt im Bereich des Schachtes und der TBM. Ursprünglich war vorgesehen, vergleichbar mit Istanbul, von einer Plattform die jeweiligen Ebenen abzubohren. Von dieser Planung wurde bei der Ausführung abgewichen und es wurde von insgesamt drei Aushubebenen aus gearbeitet.

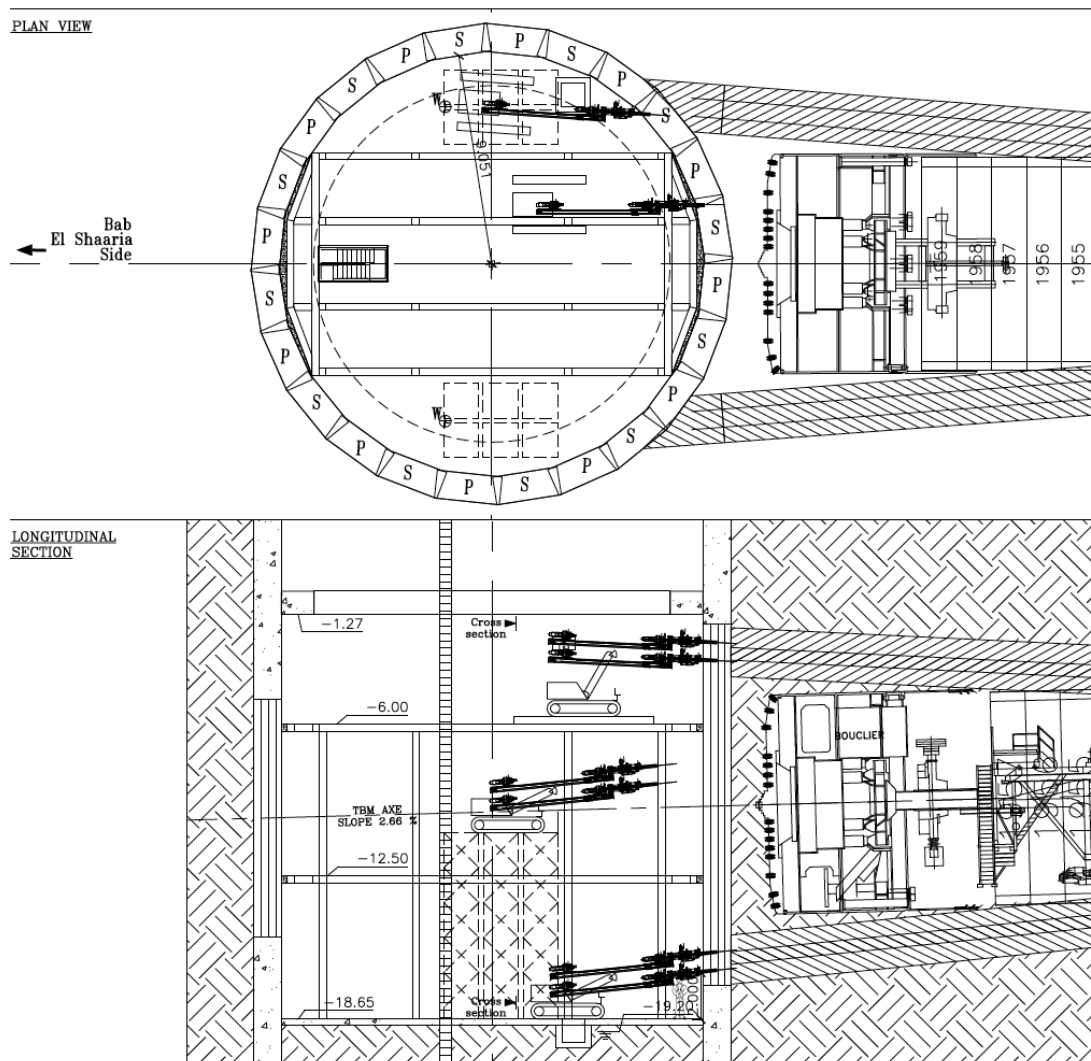


Bild 16: Grundriss und Schnitt des Schachtes und der TBM

Bei der Herstellung der Bohrungen muss gegen eine Wassersäule von maximal ca. 40 mWs gearbeitet werden. Um Wasser- und Bodeneinbrüche sicher zu verhindern, wurde auch hier, vergleichbar mit Istanbul, mit sogenannten Blow Out Preventern gearbeitet (vgl. Bild 6).

Bild 17 zeigt die Ansicht der Schlitzwand im Schacht mit bereits hergestellten Bohrungen für die Gefrierlanzen und die Temperaturmessungen.

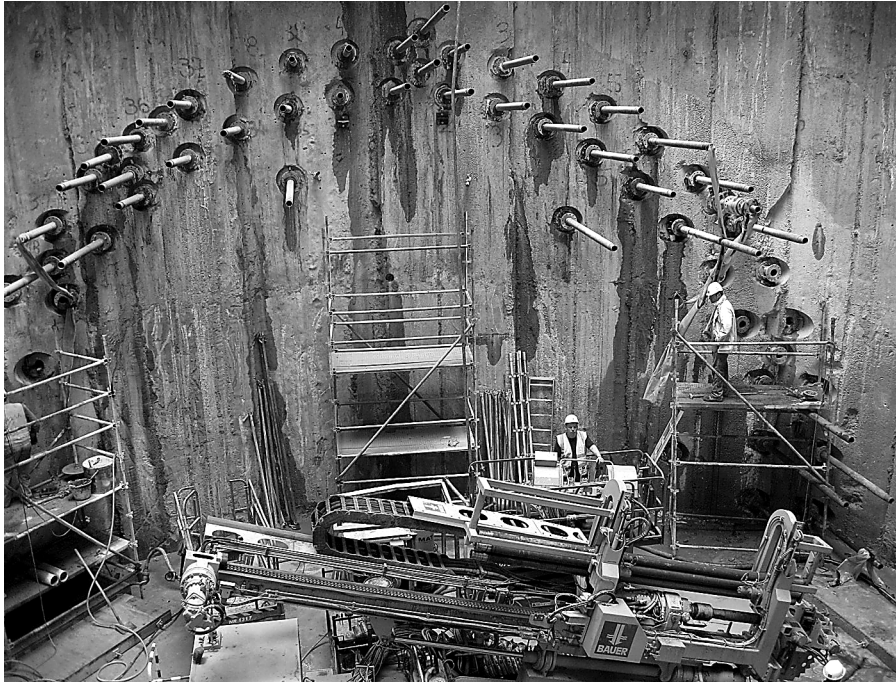


Bild 17: Ansicht Schlitzwand im Schacht mit Bohrungen

3.3 Planung und Ausführung der Gefrierung

Das Design für die Gefrierung wurde durch das Büro CDM Consult GmbH durchgeführt. Für die thermische Berechnung wurde von zwei Gefrierkreisen ausgegangen (siehe Bild 18). Die minimale Temperatur der Sole soll bei -35°C liegen.

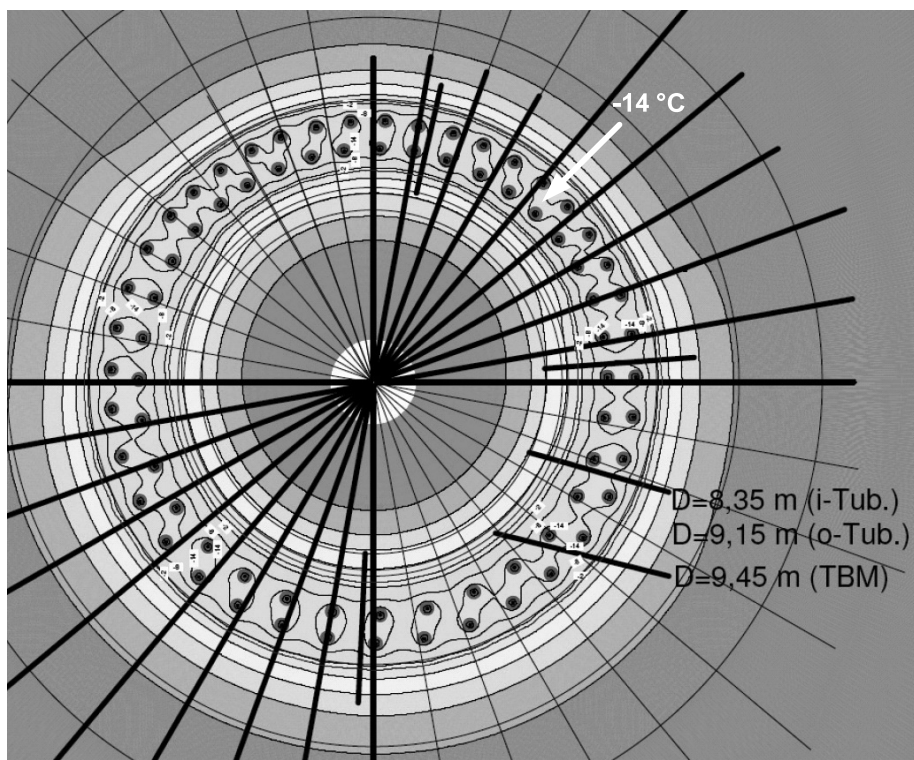


Bild 18: Isothermen der thermischen Berechnung

Ziel ist es einen mindestens 1,5 m mächtigen Eiskörper zu erzeugen, der sowohl statische als auch dichtende Wirkung hat. Es wird davon ausgegangen, dass der Eiskörper in ca. 30 Tagen hergestellt ist.

Die Gefrieranlage mit insgesamt vier Gefrieraggregaten zur Kühlung der Sole und die Überwachung der Gefrierung wird durch das Unternehmen Deilmann - Haniel Shaft Sinking ausgeführt.

Es wird davon ausgegangen, dass Ende des Jahres 2010 die TBM vollständig geborgen werden kann, wobei die Bergung der Maschine durch den Auftraggeber der Vereisung selbst erfolgen wird.

4 Zusammenfassung

Nahezu zeitgleich erhielt die BAUER Spezialtiefbau GmbH den Auftrag zu Vereisungsmaßnahmen im Rahmen der Bergungsarbeiten von zwei Tunnelbohrmaschinen. Die Arbeiten in Istanbul wurden Ende 2009 und Anfang 2010 ausgeführt. Die Arbeiten in Kairo wurden im Dezember 2009 begonnen.

Bereits Anfang 2010 konnte die TBM in Istanbul erfolgreich geborgen werden. Die Arbeiten für die Vereisung in Kairo sind aktuell noch am Laufen. Auf Grund der langen Haltezeit der Vereisung in Kairo muss hier mit Sole gearbeitet werden. Ganz im Gegensatz zu Istanbul, wo eine Vereisung mit flüssigem Stickstoff möglich war.

Vereisungen im innerstädtischen Tiefbau

Dipl.-Ing. (FH) Siegfried. Nagelsdiek
Ed. Züblin AG, Stuttgart

Bodenvereisungen finden im innerstädtischen Tiefbau in unterschiedlichster Weise Anwendung. Der Frostkörper wirkt abdichtend und wird auch statisch wirksam zum Lastabtrag herangezogen. Ein Beispiel zeigt den Einsatz des Verfahrens unter komplexen Randbedingungen, die die enge Zusammenarbeit zwischen Planern und Ausführenden erfordern.

1 Einleitung

Ersten Einsatz fand die Bodenvereisung bereits 1862 beim Bau eines Bergwerkschachtes. Für das Gefrierverfahren wurde dann im Jahr 1883 von Friedrich Hermann Pötsch eine Patentschrift veröffentlicht, in der bereits alle wesentlichen, bis heute verwendeten Merkmale und Bestandteile einer Bodenvereisung genannt sind.

Bis zur Mitte des 20sten Jahrhunderts beschränkte sich die Anwendung mit wenigen Ausnahmen auf gewölbeartige, druckbelastete Frostkörper und im Wesentlichen dabei auf den Schachtbau. Grundlagenforschung in den 1970er Jahren führte zu erweiterten Erkenntnissen über gefrorene Böden und ermöglichte u.a. auch die Ausbildung von plattenförmigen, auf Biegung und Zug beanspruchten Eiskörpern.

Seitdem hat sich die Bodenvereisung zu einem bewährten, flexiblen und umweltfreundlichen Verfahren entwickelt, das für temporäre Sicherungsmaßnahmen im Tiefbau eingesetzt wird. Dabei übernimmt der Frostkörper abdichtende Funktionen und wird zum Lastabtrag mit herangezogen.

2 Verfahren und Anwendung

2.1 Haupteinsatzgebiete

Die Vereisung bzw. der vereiste Bodenkörper dient in der Regel als zeitlich begrenzte Bauhilfsmaßnahme, bei der eine Abdichtung gegen das Grundwasser zwingend erforderlich ist und die klassischen Verbaumaßnahmen oder Injektionen aus geometrischen Gründen nicht einsetzbar sind. Ein Einsatzgebiet ist z.B. die temporäre Sicherung beim Unterfahren von Gleisanlagen mit Rahmenbauwerken. Weitere Anwendung findet das Verfahren bei temporären Unterfangungen und Verbaumaßnahmen jeglicher Art, vor allem aber solche bei denen nur eine zeitweilige Abdichtung von Bodenbereichen genehmigt wird, da diese zur Gewährleistung des Grundwasserstromes nicht dauerhaft abgedichtet werden dürfen. Ebenso können Vereisungen zur Sanierung undichter Verbauwände, wie Spundwände, Schlitz- und Bohrpfahlwände eingesetzt werden. Im bergmännischen Tunnelbau und im Rohrvortrieb wird dieses Verfahren zur temporären Sicherung bei der Herstellung von Querschlägen und bei Ein- und Ausfahrtsituationen angewandt.

2.2 Prinzip der Vereisung

Zum Gefrieren des Porenwassers werden in festgelegten Abständen Gefrierrohre in den Boden eingebracht und mit Kältemittel beaufschlagt. Das Kältemittel fließt durch das innere Zulaufrohr zum Tiefpunkt und strömt am Außenrohr entlang im Ringraum zurück. (Bild 1). Dabei wird dem umgebenden Boden kontinuierlich Wärme entzogen, das Porenwasser wird zu Eis gefroren. Es entstehen um die einzelnen Lanzen herum nahezu zylindrische Eiskörper, die sich miteinander verbinden und so den notwendigen Frostkörper entstehen lassen, wodurch der Boden abgedichtet und verfestigt wird. Aus der Umgebung strömt ständig Wärme zum Frostkörper, so dass die Kältezufuhr über die gesamte Standzeit aufrecht erhalten werden muss.

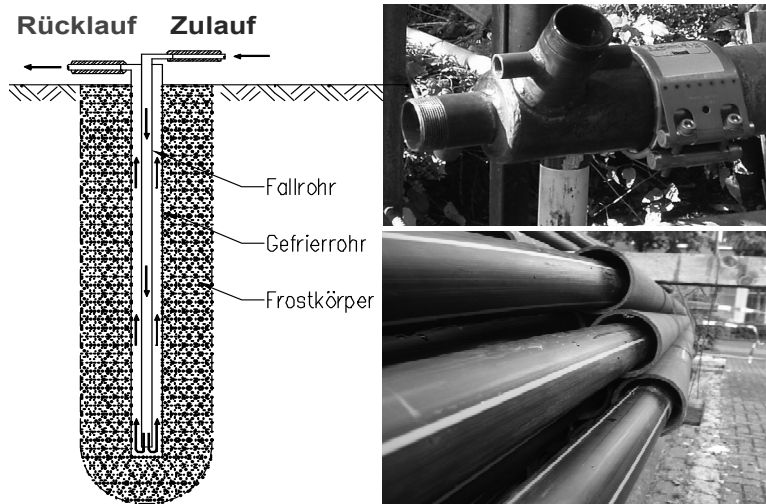


Bild 1: Prinzip der Vereisung

Voraussetzung für die Ausführung einer Bodenvereisung ist ein ausreichender Wassergehalt des Bodens und eine nur geringe Fließgeschwindigkeit des Grundwassers von max. wenigen Metern pro Tag. Die Festigkeit gefrorener Böden ist stark von der Temperatur abhängig. Der Boden wird im Kernbereich der Vereisung im Mittel auf weniger als -10°C abgekühlt. Für nichtbindige Böden ist dabei mit Festigkeiten von 1,2 bis 1,5 MN/m^2 und bei bindigen Böden von 0,6 bis 0,8 MN/m^2 zu rechnen.

Anhand von thermischen Finite-Elemente-Berechnungen kann die Dauer der Aufgefrierphase und der Energiebedarf ermittelt werden. Bild 2 zeigt die Temperaturverteilung nach 3 Tagen ausgehend von einer Umgebungstemperatur von $+12^{\circ}\text{C}$ und Soletemperaturen von -35°C . Im vorliegenden Fall beginnen die einzelnen Frostkörper sich nach 8 Tagen zu einem geschlossenen Körper zu verbinden.

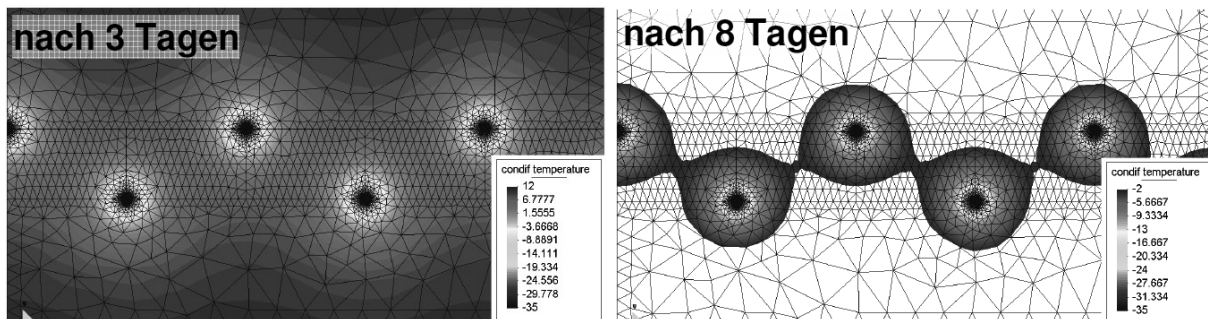


Bild 2: Thermische Finite-Elemente-Berechnung

Bei den Gefrierverfahren sind zwei Arten zu unterscheiden: die Stickstoffvereisung und die Solevereisung.

2.3 Stickstoffvereisung

Bei der Stickstoffvereisung wird als Kältemittel Stickstoff in das Fallrohr eingeleitet, wo er verdampft und gasförmig im Ringraum aufsteigt.

Der Stickstoff wird mit -196°C flüssig in Spezialfahrzeugen angeliefert und in Tankanlagen zwischengelagert. Von dort aus werden die Gefrierrohre über hochwertig isolierte Rohrleitungen beaufschlagt. Stickstoff ist weder explosiv noch brennbar. Da er auch nicht toxisch ist, kann er frei in die Atmosphäre abströmen, in Baugruben ist u.U. eine Bewetterung notwendig.

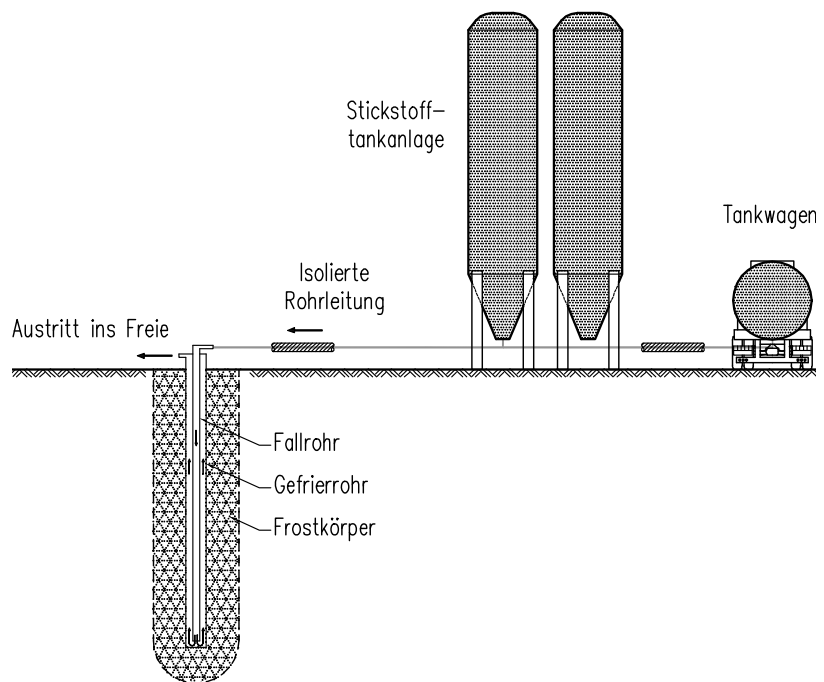


Bild 3: Prinzip Stickstoffvereisung

Die Versorgung erfolgt durch den Eigendruck des verdampfenden Stickstoffs. Durch den Verdampfungsvorgang wird dem Boden Wärme entzogen und er gefriert. Die Menge des einströmenden Stickstoffes wird in Abhängigkeit festgelegter Abgastemperaturen über Ventile gesteuert.

Durch die tiefen Temperaturen des Kältemittels benötigt der Frostkörper nur eine relativ geringe Aufgefrierzeit. Die notwendigen Anlagenkomponenten sind i. d. R. schnell verfügbar und in kurzer Zeit installiert. Stickstoff ist ein Verbrauchsmaterial und deshalb der Hauptbestandteil der Betriebskosten.

Diese Art der Vereisung ist schnell und flexibel einsetzbar und für kurzzeitige kleinvolumige Maßnahmen sehr gut geeignet.

2.4 Solevereisung

Bei der Solevereisung wird als Kältemittel eine nicht gefrierende Flüssigkeit in die Gefrierrohre gepumpt. Gebräuchlich sind dabei wässrige Lösungen aus Cl/Ca oder Cl/Mg . Die Sole wird in einer Kältemaschine auf bis zu -40°C abgekühlt. Die freiwerdende Wärme wiederum wird einem Rückkühlwerk, mit Wasser- oder Luftkühlung, zugeführt. Als Kältemittel in der Kältemaschine kommen Ammoniak oder Kohlendioxid zum Einsatz. Siehe Bild 4.

Insgesamt erfordert eine Solevereisung eine erheblich aufwendigere und teurere Grundinstallation als bei einer Stickstoffvereisung notwendig ist. Durch die höheren Temperaturen kann weniger Wärme dem umgebenden Boden entzogen werden, sodass sich längere bauzeitrelevante Aufgefrierzeiten ergeben.

Der gesamte Kältekreislauf muss absolut dicht sein, ein Soleverlust führt unweigerlich zum Auftauen des Frostkörpers. Die Kältemittelkreisläufe werden dementsprechend vor Inbetriebnahme Druckproben unterzogen, bei denen kein messbarer Druckverlust auftreten darf.

Der wesentliche Vorteil der Solevereisung liegt in den geringeren Betriebskosten (im wesentlichen Stromkosten), so dass eine Solevereisung sich bei längeren und größeren Vereisungsmaßnahmen gegenüber einer Stickstoffvereisung als wirtschaftlicher darstellt.

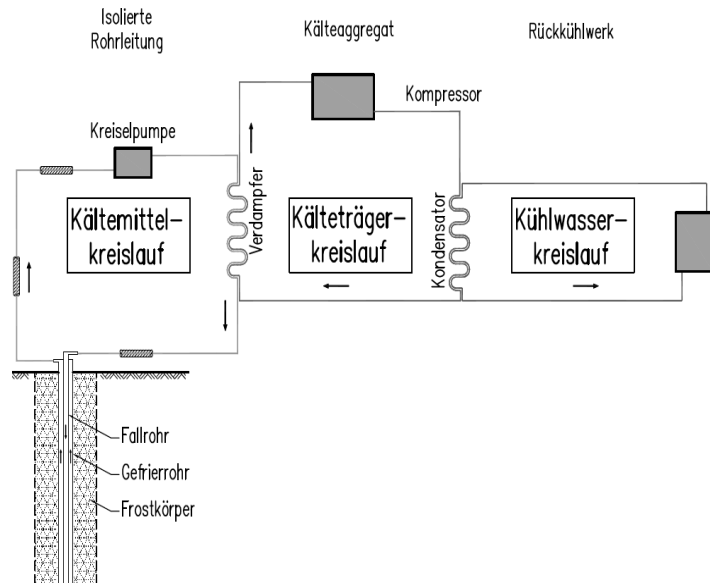


Bild 4: Prinzip Solevereisung

3 Ausführungsbeispiel

Im Zuge des Neubaus der Nord-Süd Stadtbahn in Köln ist auch die unterirdische Haltestelle Severinstrasse herzustellen. Bauherr ist die Stadt Köln mit den Kölner Verkehrsbetrieben (KVB). Die Ausführung erfolgt durch die ARGE Nord-Süd Stadtbahn Köln – Los Süd bestehend aus den Firmen Bilfinger Berger, Wayss & Freytag und Ed. Züblin AG. Die Ausführungsplanung für die gesamte Maßnahme erfolgte in den technischen Büros der beteiligten Häuser.

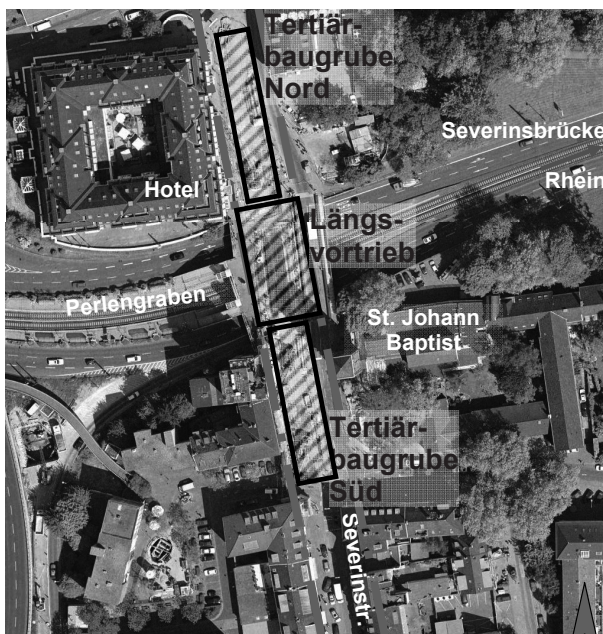


Bild 5: Lage Haltestelle Severinstrasse

Die Haltestelle Severinstrasse entsteht im Bereich der Kreuzung Perlengraben / Severinstrasse. Der zur Rheinbrücke führende Perlengraben ist in diesem Bereich als Trog ausgebildet.

Die neu herzustellende Haltestelle unterquert den Trog und wird in dem sogenannten Längsvortrieb, der die vorab aufgefahrenen Tunnelröhren und die nördlich und südlich anschließenden Schlitzwandbaugruben verbindet, hergestellt.

Im Bereich des Längsvortriebes ist ein durchgehender Mittelbahnsteig herzustellen. Der Abschnitt des Längsvortriebes ist ca. 45 m lang. An den Längsvortrieb schließen die nördliche und die südliche Tertiärbaugrube mit tiefen Schlitzwänden an.

Hier sind die Treppen- und Aufzugsanlagen, sowie die Betriebsräume untergebracht. Aus den Schlitzwandbaugruben bestehen über Querschläge Verbindungen zu den Seitenbahnsteigen in den Tunnelröhren. Die Querschläge werden im Schutze statisch tragender und abdichtender Vereisungen hergestellt. (Siehe Bild 6).

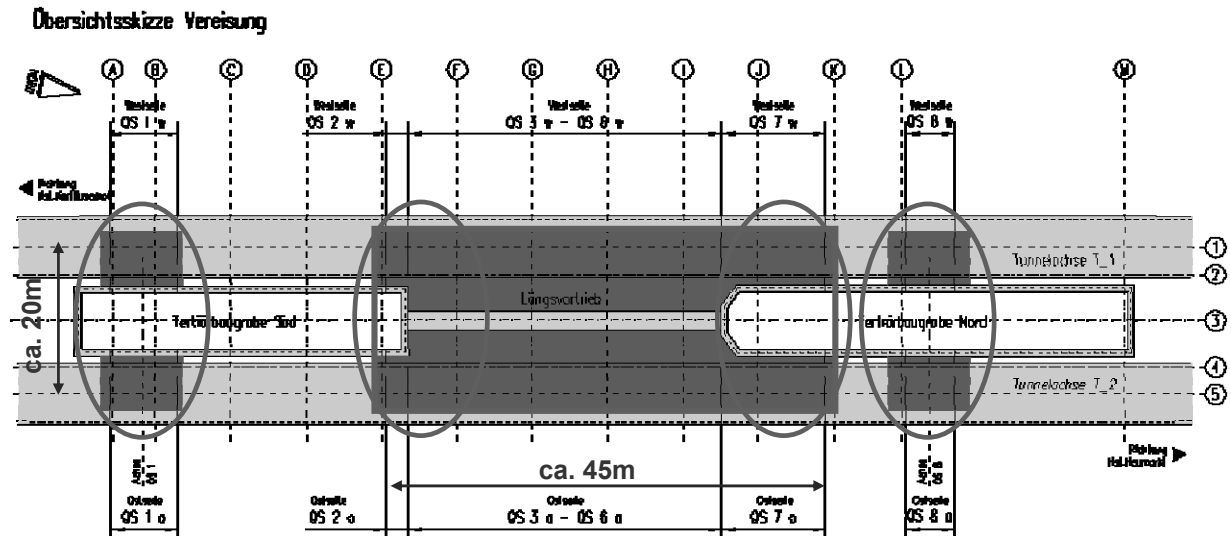


Bild 6: Vereisungsbereiche

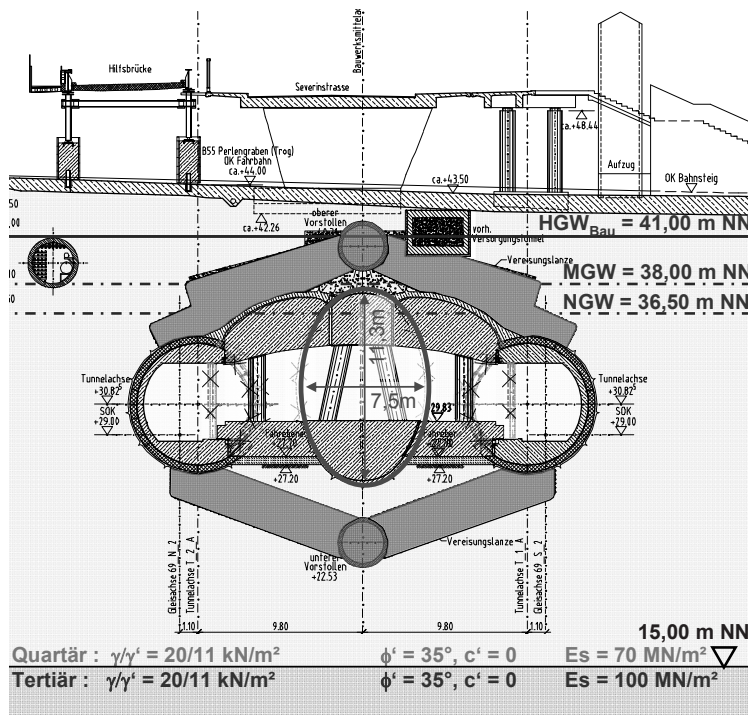


Bild 7: Querschnitt Längsvortrieb

Unterhalb des Trogbauwerks stehen direkt die quartären Ablagerungen der Mittel- und Niederterrasse des Rheins mit mitteldicht bis dicht gelagerten Kiesen und Sanden an. Die Tertiäroberkante liegt in diesem Bereich bei ca. 15,00 m NN. (Siehe Bild 7). Für das obere quartäre Grundwasserstockwerk, das durch die Grundwasser stauenden Tertiärschichten begrenzt ist, ist im Bereich der Haltestelle Severinstraße von einem Mittelwasserspiegel von 38,00 m NN auszugehen. Als Bemessungswasserspiegel ist jedoch 41,00 m NN anzusetzen.

In Folge wird genauer auf die Vereisungsmaßnahmen im Bereich des Längsvortriebs eingegangen. Bild 7 zeigt den Bahnhofsquerschnitt im Bereich des Längsvortriebs. Für das Auffahren des Bahnsteigbereiches zwischen den Tunnelröhren werden hier aus einem oberen und unteren Vorstollen heraus Vereisungskörper hergestellt, die das Dach bzw. die Sohle des gesamten Ausbruchbereiches bis zu den Tunnelröhren hin darstellen. Die Vereisungskörper übernehmen statische und abdichtende Funktionen.

Die Herstellung der Vorstollen erfolgte aus der Nordbaugrube heraus. Während der obere Vorstollen nur ca. 1m unter dem Trog verläuft und bei einem niedrigen Grundwasserstand im Trockenen hergestellt werden konnte liegt der untere Vorstollen ca. 21 m unter Gelände und musste gegen ca. 17 m Wasserdruck hergestellt werden.

Aus dem oberen Vorstollen heraus wurden als erste Maßnahme die Injektionsbohrungen hergestellt und eine Feststoffinjektion zur Anreicherung der zu gefrierenden Böden durchgeführt. Im Anschluss daran wurden die Vereisungsbohrungen abgeteuft. Die Bohrungen wurden radial angeordnet. Die Vereisungsbohrungen des unteren Vorstollens wurden im Gegensatz zum oberen Vorstollen parallel angeordnet und mussten gegen Wasserdruck hergestellt werden.



Bild 8 + 9: Installation der Vereisungslanzen in die Vorstollen

Für alle Vereisungskörper wurden thermische und statische Finite-Elemente-Berechnungen durchgeführt. Dabei wurde für die Querschläge insgesamt ein theoretisches Eisvolumen von ca. 2760 m³ ermittelt. Für den Längsvortrieb (Eisdach und Eissole siehe Bild 7) betrug dieses ca. 5800 m³. Insgesamt wurden ca. 900 Vereisungslanzen mit ca. 6420 m Länge in den Untergrund eingerammt oder gebohrt. Für die Zu- und die Ablaufleitungen kamen 1200 m Stahlrohre DN 125 bis DN 250 zum Einsatz. Ebenso wurden 2700 m Schlauchleitungen verlegt.

Das Solesystem hatte ein Füllvolumen von 54 m³, es kam eine 30-Gew.-%-ige CaCl₂-Sole zum Einsatz. Die Zulauftemperatur wurde mit -35°C festgelegt. Im Primär- und Sekundärkreislauf wurden kontinuierlich Füllstandsmessungen durchgeführt. Der Durchfluss lag bei 90 m³/h bzw. bei 380 m³/h.

Benötigt wurden bis zu drei einstufige NH₃-Kältemaschinen während der Aufgefrierphasen. Die Rückkühlung wurde mit Grundwasser durchgeführt. Der Strombedarf betrug während der Haltephasen 320 kW für den Längsvortrieb sowie 370 kW für die Querschläge. In der Aufgefrierphase des Längsvortriebs kamen weitere 320 kW hinzu.

Im Schutze der Vereisungskörper konnte nach dem Aufgefrieren des Vereisungsdaches und der Vereisungssole und nach Lenzen des Vortriebsbereiches ein eiförmiger Mittelstollen in Spritzbetonbauweise abschnittsweise vorgetrieben werden. Der Ortbetonausbau dieses Abschnittes erfolgte direkt im Anschluss. Nach diesem Ausbau wurde jeweils die seitliche Verbindung vom Mittelstollen zu den Tunnelröhren ausgebrochen. Auch dies erfolgte abschnittsweise mit konstruktiver Spritzbetonsicherung. Als weitere Bauphase folgten der

Abbruch der Spritzbetonsicherung des o.g. Mittelstollens sowie der Abbruch der Tübbinge der beiden Schildröhren. Damit war der Haltestellenquerschnitt komplett ausgebrochen und der Ortbetonausbau konnte erfolgen.



Bild 10: Ausbau Mittelstollen

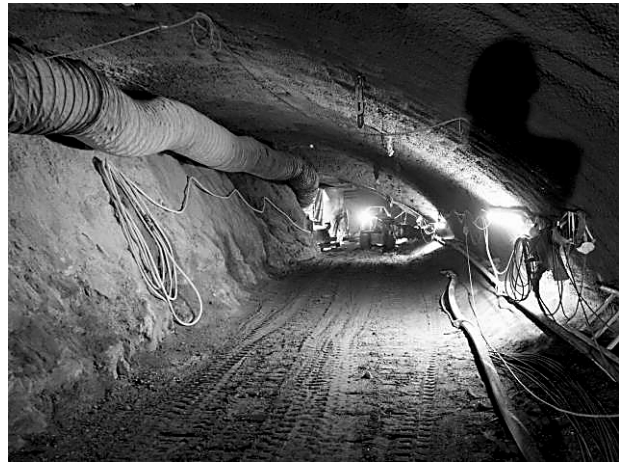


Bild 11: Vortrieb Firste Seitenstollen



Bild 12: Vortrieb Seitenstollen abgeschlossen, Querschnitt nach Abbruch Spritzbeton des Mittelstollens und Tübbinge

3.1 Testfeld

Wie aus den Grundwasserständen ersichtlich ist, sind die oberen Vereisungskörper planmäßig oberhalb des anstehenden Grundwassers herzustellen.

Da die statisch relevanten Festigkeiten eines nicht vollständig wassergesättigten, vereisten Bodens von den Festigkeitswerten vereister, wassergesättigter Böden abweichen, sind Zusatzmaßnahmen zur Anreicherung der zu gefrierenden Böden oberhalb des Grundwasserspiegels erforderlich.

Das Vereisungskonzept der ARGE sah vor, im Bereich der späteren Vereisungskörper eine voraus laufende Injektion durchzuführen, so dass für den oberhalb des jeweiligen Grundwasserstandes anstehenden Boden, auch ohne natürliche Wassersättigung, eine für die statische Funktion ausreichende Festigkeit erreicht wird.

Für diese Vorgehensweise liegen nur geringe Erfahrungswerte aus vergangenen Projekten vor, so dass in Zusammenarbeit mit der CDM Consult GmbH ein Testfeld ausgeführt wurde.

Mit dem Testfeld sollten folgende Fragen beantwortet werden:

- welches Injektionsmaterial bzw. welche Kombination von Injektionsmaterialien für die Penetration der Porenräume im anstehenden Boden besonders geeignet ist,
- welche Sättigungsgrade des Bodens oberhalb des anstehenden Grundwassers mit der Schleierinjektion erreicht werden können,
- welche zulässigen Spannungen im Bereich des vereisten Injektionskörpers oberhalb des wassergesättigten Bodens in der statischen Berechnung angesetzt werden können.

Insgesamt wurden 8 Bohrungen ($d=114$ mm) mit einer Neigung von 28° mit den Längen von 11,5 m und 13,5 m abgeteuft. Die eingestellten Manschettenrohre aus PVC haben einen Durchmesser von 1,5", der Manschettenabstand beträgt 33 cm. Weiterhin wurden Bohrungen für die Stickstoffvereisung und für die Temperaturmessungen ausgeführt. Das Testfeld befand sich in einer Tiefe zwischen 44,00 m NN und 39,00 m NN im enggestuften, schwach schluffigen, schwach kiesigen Sand.

Das Testfeld wurde in zwei Bereiche (I und II) unterteilt. Mit unterschiedlichen Injektionsmaterialien bzw. Kombinationen davon wurden eine Erst- und eine Zweitinjektion ausgeführt. Vor der Vereisung mit Stickstoff wurde in einem dritten Schritt Wasser verpresst. Der mit Stickstoff vereiste Injektionskörper wurde einem umfangreichen Versuchsprogramm unterzogen. Bereich I und Bereich II unterscheiden sich hierbei durch die Wahl des Verpressgutes für die Erstinjektion. Alle Verpressvorgänge wurden bei einem maximalen Druck von 10 bar durchgeführt. Die Gesamtverpressmenge betrug 21'000 l.

Bereich	Erstinjektion		Zweitinjektion	
	Material	w/f-Wert	Material	w/f-Wert
I	DIWA Mix	3,0	Feinzement	2,0
II	Feinzement	2,0	Feinzement	2,0

Es wurden begleitende Feld- und Laboruntersuchungen sowohl im Bereich des ungestörten Bodens als auch an Proben aus dem eigentlichen Testfeld durchgeführt. Mit den Proben wurden Kornverteilungskurven, Sättigungsgrade, einaxiale Druckfestigkeiten und das einaxiale Kriechverhalten der injizierten Böden aus allen Testfeldbereichen ermittelt. Es wurden auch Proben am freigelegten Injektionskörper gewonnen. (Siehe Bild 10). Durch Bohrabweichungen der Injektionslanzen kam es zwischen den beiden Testfeldbereichen zu einem überwiegend nicht injizierten Bereich, der als Bereich 0 (nicht injiziert) in die weiteren Untersuchungen miteinbezogen wurde. Mit den Injektionen konnte jeweils um die Injektionslanzen ein Bereich mit dem Radius von ca. 0,4 m bis maximal ca. 1,0 m verfestigt werden.

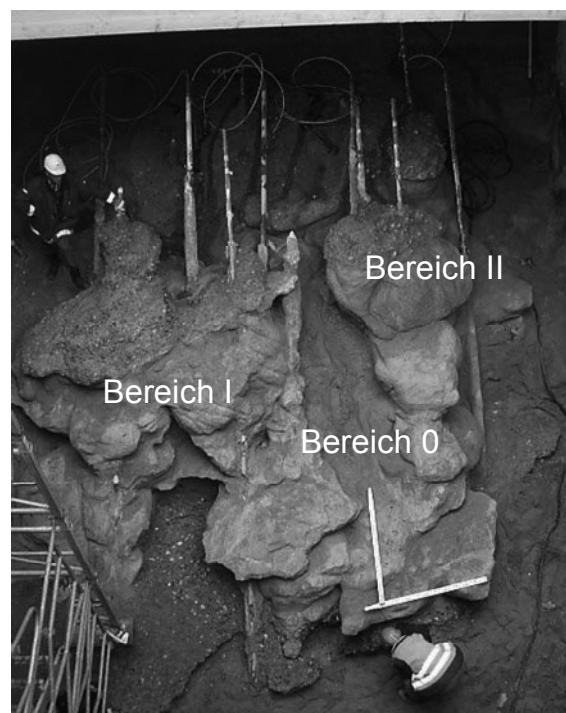


Bild 13: Freigelegte Injektionskörper

4 Zusammenfassung

Die Stahlbetonarbeiten für das Haltestellenbauwerk werden Ende März 2010 abgeschlossen sein, so dass die Vereisung im Bereich des Längsvortriebs nach einer Betriebsdauer von 21 Monaten planmäßig abgeschaltet werden kann. Auf die einzelnen Vereisungskörper zur Herstellung der Querschläge aus den Schlitzwandbaugruben heraus wurde aufgrund der Überschaubarkeit in diesem Bericht nicht eingegangen.

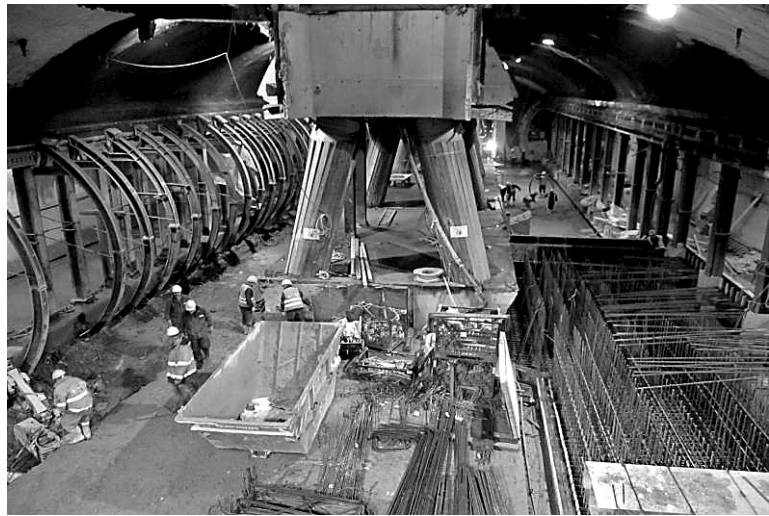


Bild 15: Überblick Längsvortrieb; Herstellung Sohle

Vereisungsmaßnahmen können im innerstädtischen Bereich unter den vielschichtigen, schwierigen Randbedingungen erfolgreich ausgeführt werden, wie das dargelegte Beispiel zeigt. Es handelt sich dabei jedoch um ein äußerst komplexes System, das die enge Zusammenarbeit aller Beteiligten von der Planung über die Ausführung erfordert und nur so der Erfolg der Maßnahme gewährleistet ist.

5 Literatur

- [1] Grundbautaschenbuch, 7. Auflage, Bd. 2, Ernst Sohn, Berlin 2009
- [2] Handbuch des Gefrierschachtbaus im Bergbau, Verlag Glückauf GmbH, 1985
- [3] Zusätzliche Technische Vereinbarungen Nord-Süd Stadtbahn Köln (ZTV NoSü), KVB, Köln 11/2003
- [4] Abschlussbericht Testfeld Chlodwigplatz, CDM Consult GmbH, Bochum, 26.04.2006 (unveröffentlicht)
- [5] R. Cudmani, S. Nagelsdiek, Wärmetechnische Analyse von Bodenvereisungsmaßnahmen im Tunnelbau mit der Finiten Elemente Methode, Technische Akademie Esslingen, 2006
- [6] M. Kelm, B. Spuler, Bodenvereisungen zur Grundwasserbeherrschung – Planung und Ausführung am Beispiel Nord-Süd Stadtbahn Köln, Christian-Vedder-Kolloquium Salzburg, 2007
- [7] H. Wahrmund, S. Nagelsdiek, K. Heim, Unterirdische Herstellung der Haltestelle Severinstrasse im Rahmen der Nord-Süd Stadtbahn Köln Los Süd, Baugrundtagung 2008

Sydney, Port Botany Expansion

Geotechnische Herausforderungen beim Bau einer Kaimauer

Dr.-Ing. R. Cudmani, Dipl.-Ing. R. Jörger und Dr.-Ing. F. Huppert
Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH, Wiesbaden



Das Bauvorhaben

1. Hafenerweiterung

- 5 neue Schiffsanlegeplätze (8.000 TEUs)
- 1850 m Kaimauer mit 200 Stahlbetonfertig-Stützmauerelemente
- 1800 lfm Kranbahn mit Pfahlgründung
- 63 Hektar Aufspülung mit 7,8 Mio. m³, 180.000 Tonnen Steinschüttung
- Erweiterung Straßen-Schienen Korridor zum Terminal

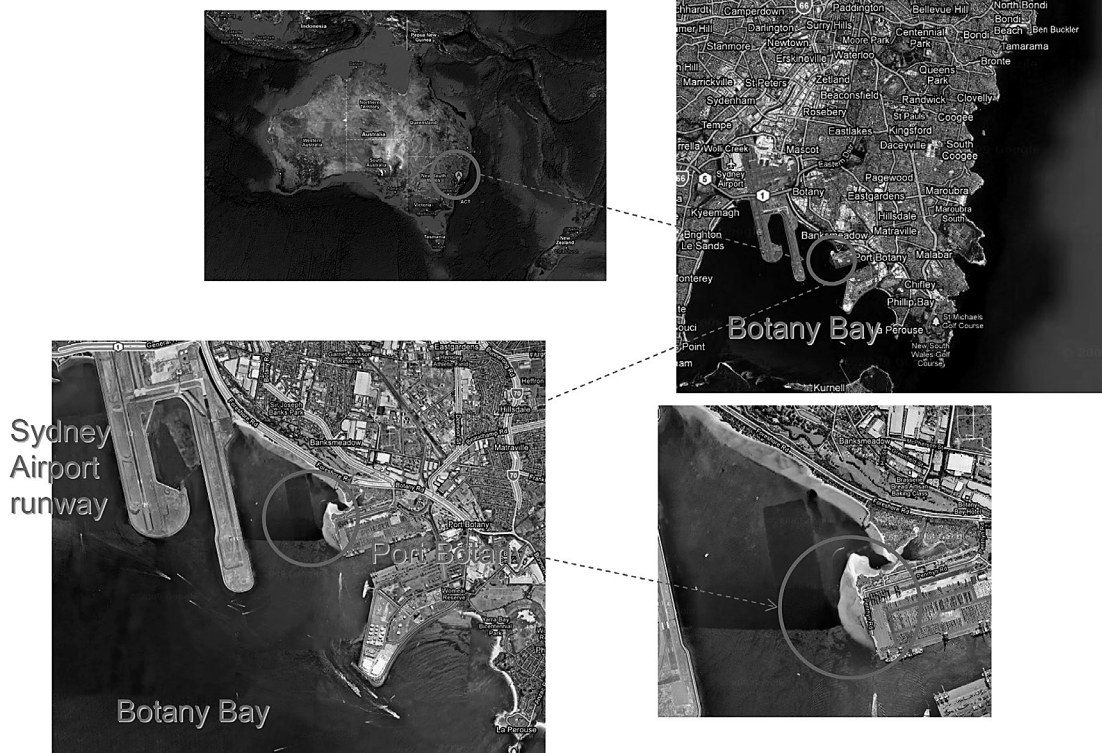
2. Zusätzliche Arbeiten

- Neuer Bootsanleger für private Sportboote
- Ausbau Zufahrtsstraße (Foreshore Road)
- Brücke für Zufahrtsstraße (6 Felder)
- Fußgängerbücke

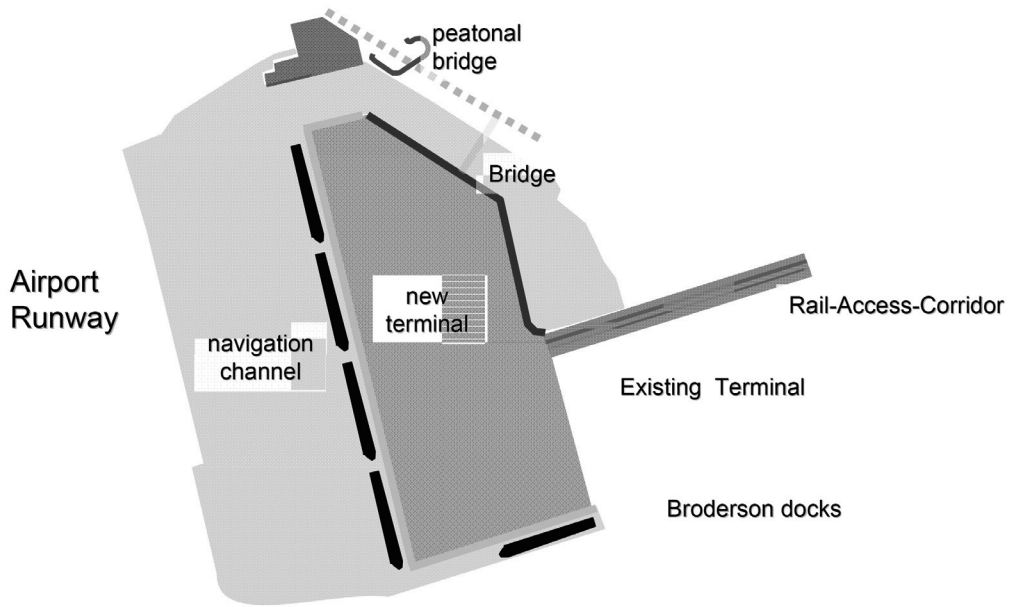
Das Bauvorhaben

- **AG: Sydney Ports Corporation**
Gegründet 1995 in Nachfolge der ehemaligen “*Ports and Maritime Administration*”. Eigentümer ist der Staat von New South Wales.
- **AN: Konsortium BHJDN**
Baulderderstone Hornibrook (interne ARGE mit Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH) und Jan de Nul Port Botany Consortium.
- **Auftragart:** “Design & Construct“.
- **Projektvolumen:** ca. 550 Mio. AUD (ca. 370 Mio €).
- **Geplante Bauzeit:** Januar 2008 bis März 2011 = 38 Monate.
- **Designer:** Hyder Consulting / Golder Associated

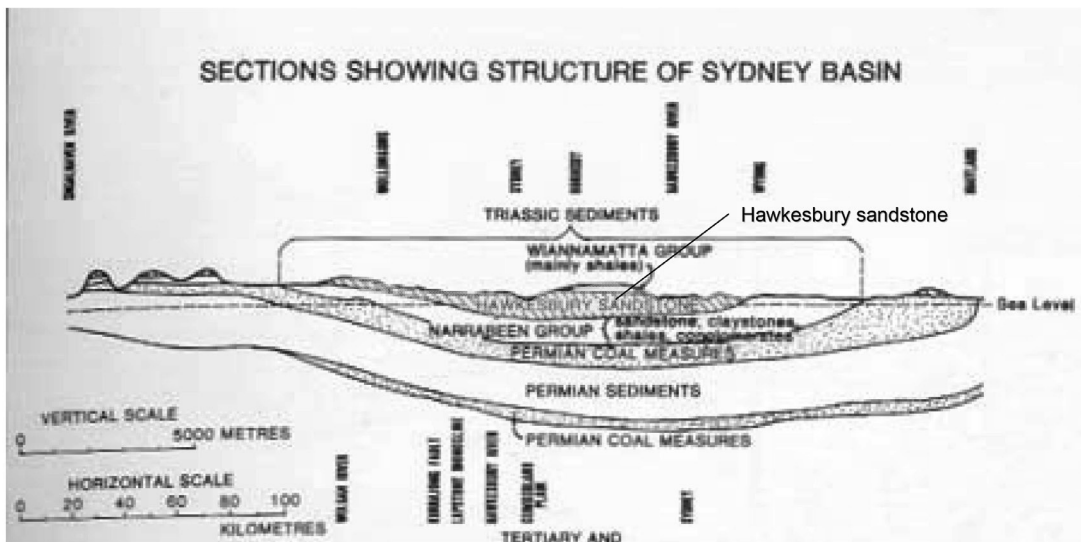
Geographische Lage



Das Bauvorhaben



Regionale Geologie / Sydney Becken



Baugrunderkundung

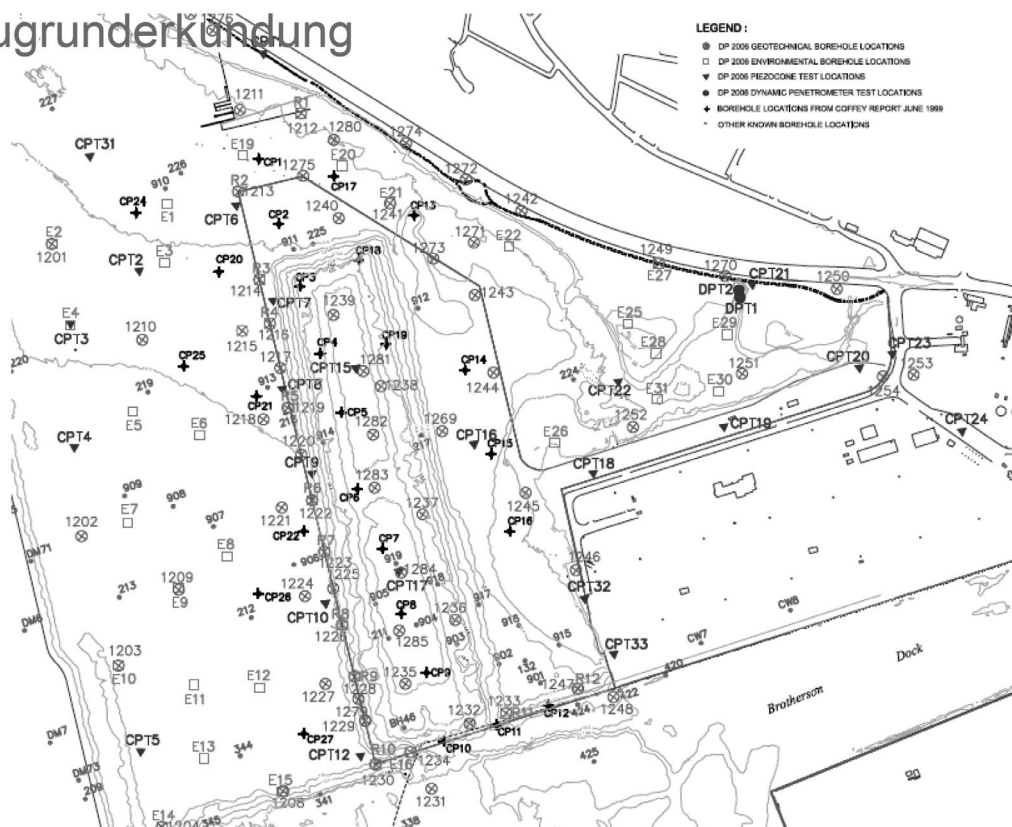
Felduntersuchungen (am Wasser und am Land):

- Historische Aufschlussbohrungen und Sondierungen (1968-2000)
- 91 Aufschlussbohrungen
- 24 Drucksondierungen (CPTU)
- 2 Dynamikpenetrometer
- 3 Dilatometertests
- Geophysikalische Untersuchung (Seismik)

Laboruntersuchungen

- Index-Versuche, Triaxialversuche, Ödometerversuche

Baugrunderkundung



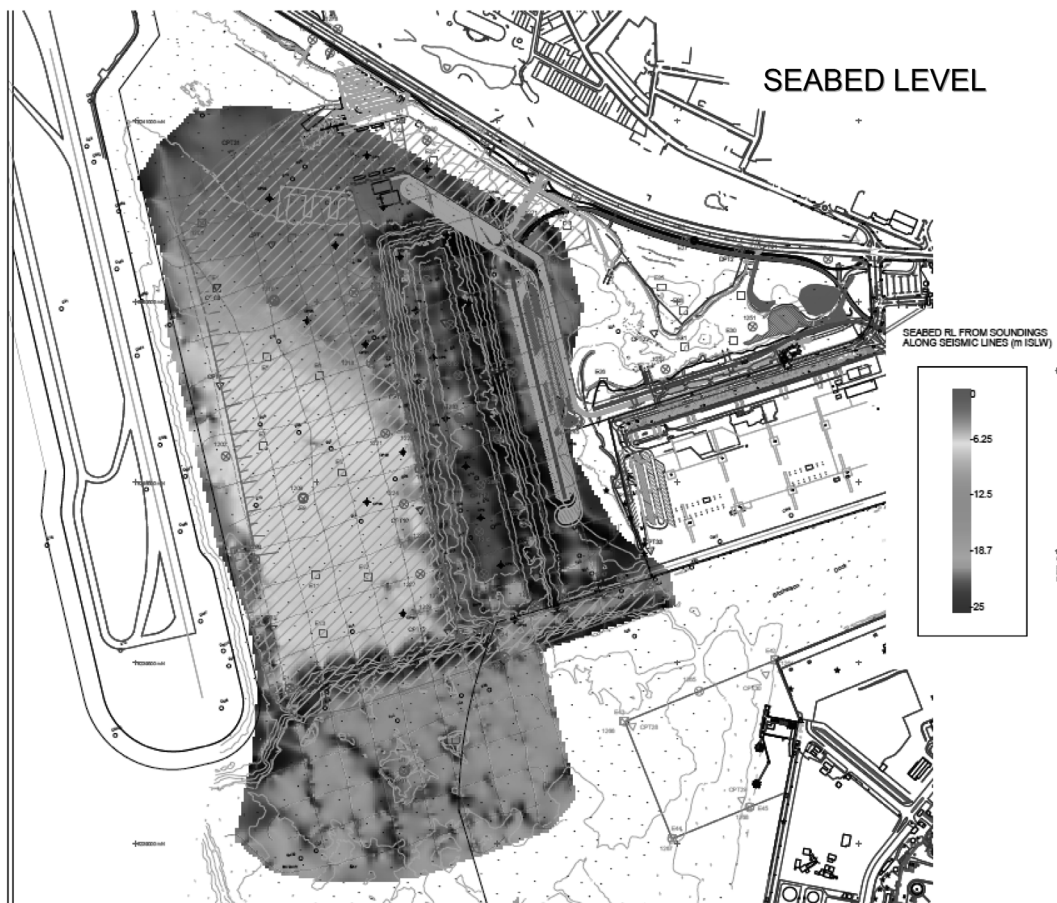
Baugrundaufbau

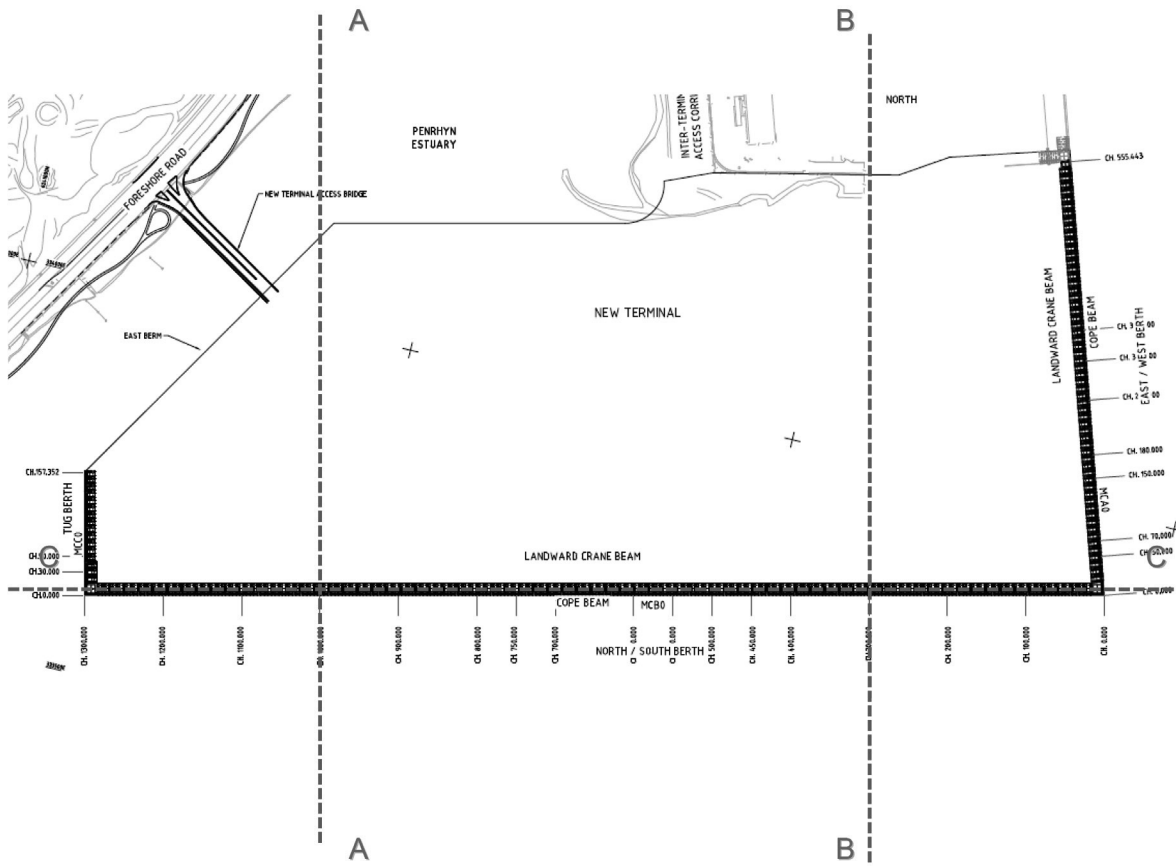
Table 1 - Summary of northern Botany Bay sediment stratigraphy

Unit	Composition	Description	Depositional environments	Possible depositional timing*
1	Sand, silty clay and sand, clay, minor peat			Holocene (~12-0 ka)
2	Sand			Late Pleistocene
3	Intercalated peat, clay and peaty sand			Late Pleistocene
4	Clay, sand, silty sand and clayey sand			Late Pleistocene
5	Residual soil			-
6	Hawkesbury Sandstone bedrock			Triassic

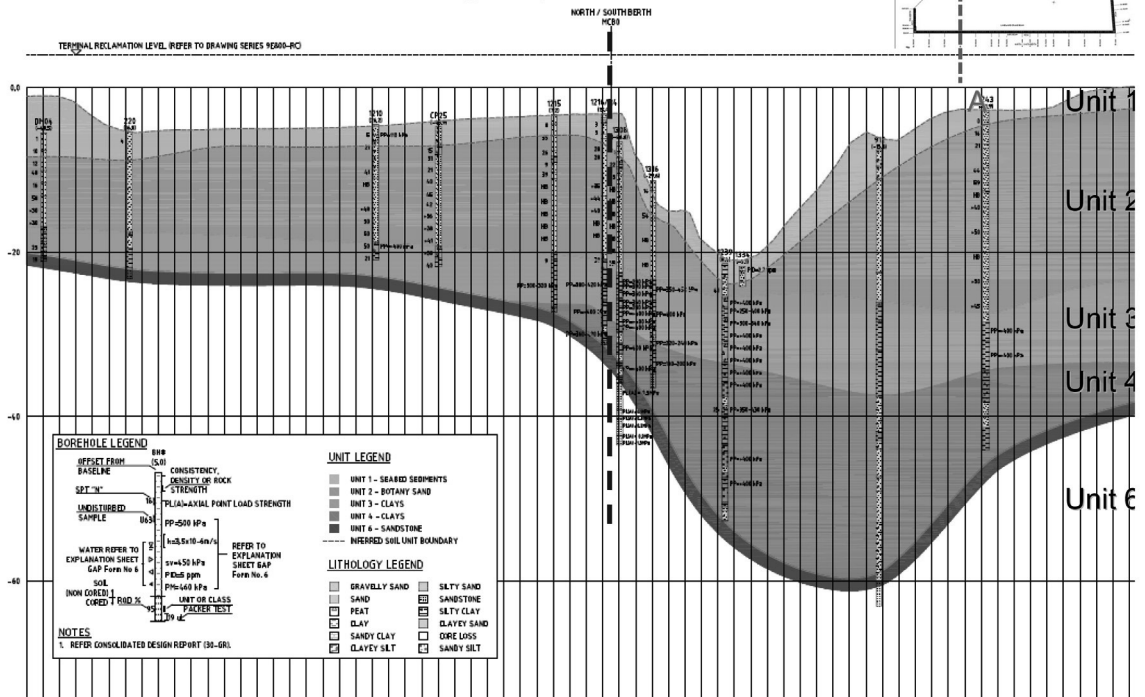
Quartär

* ka = thousand years ago

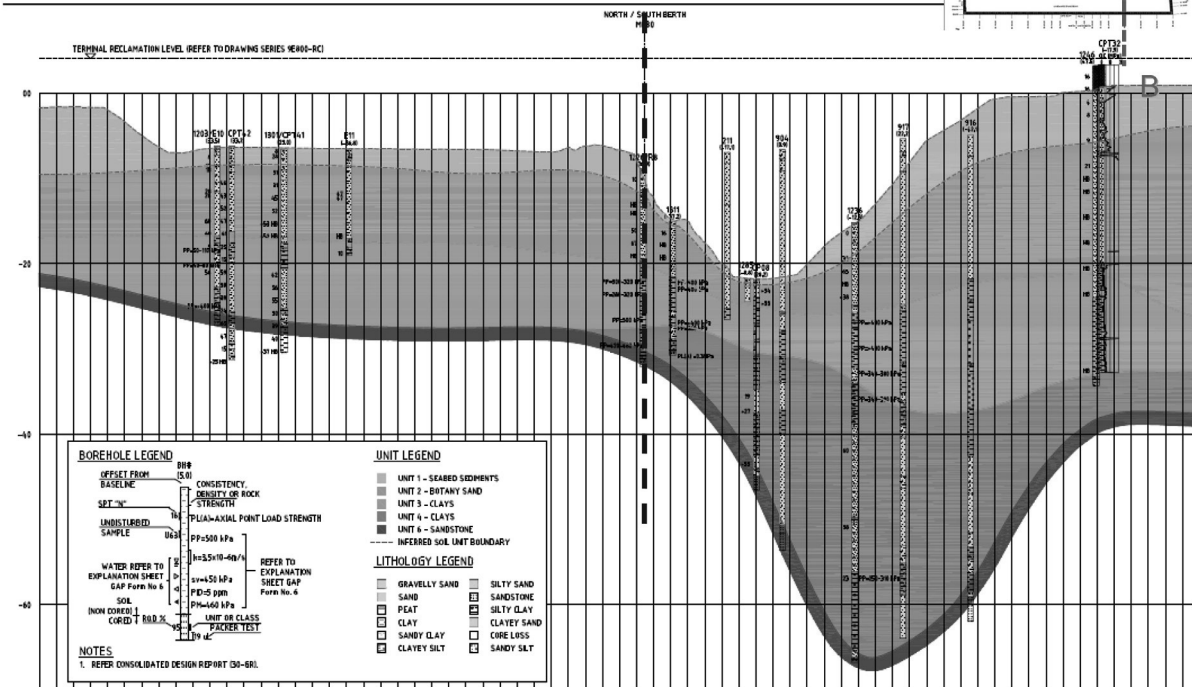
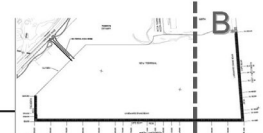




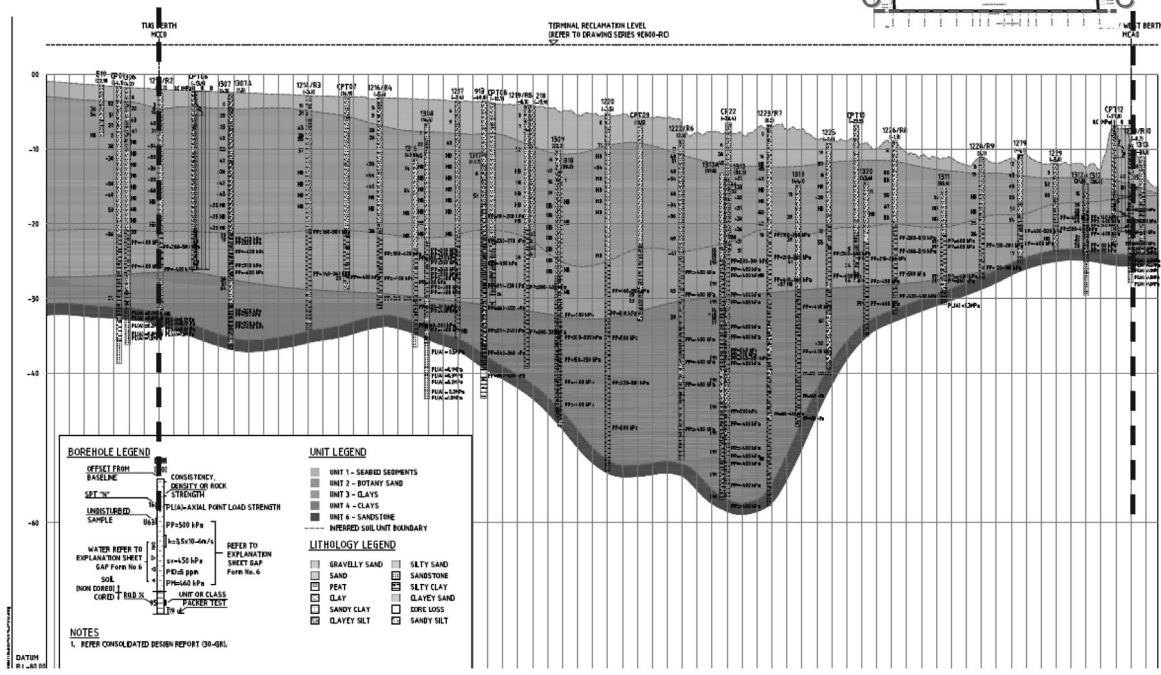
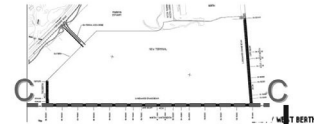
Baugrundprofil – Schnitt A-A



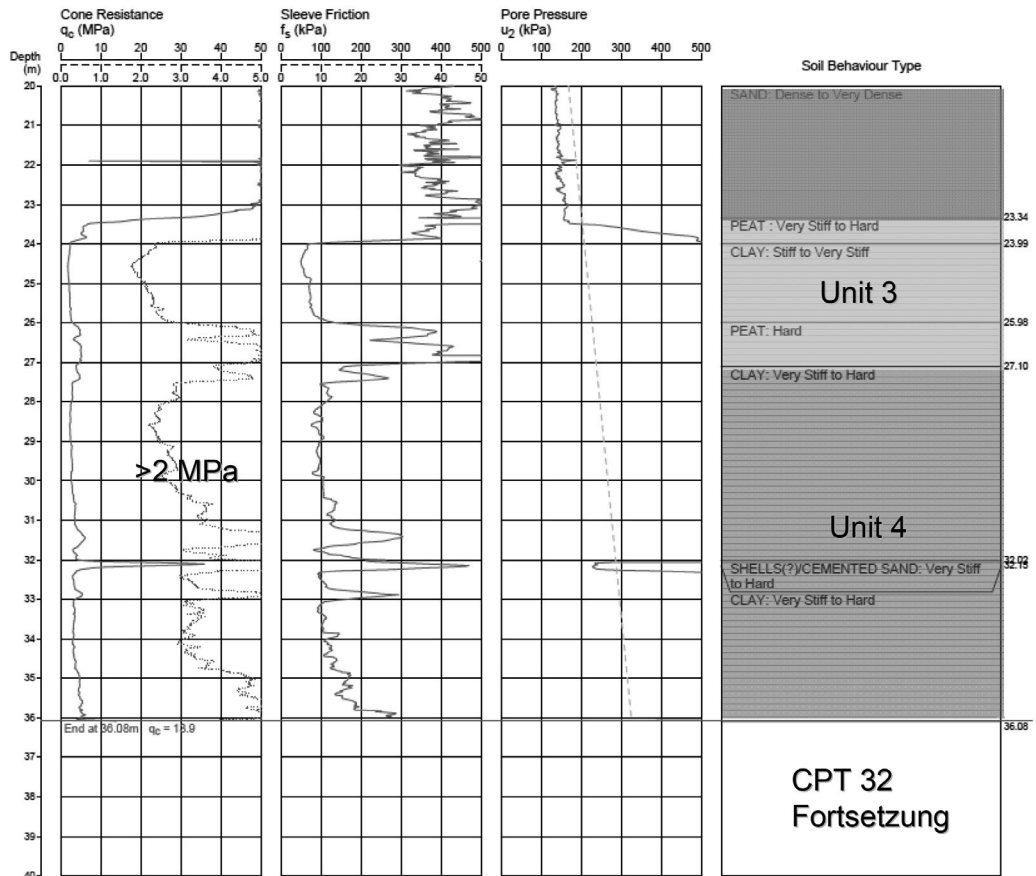
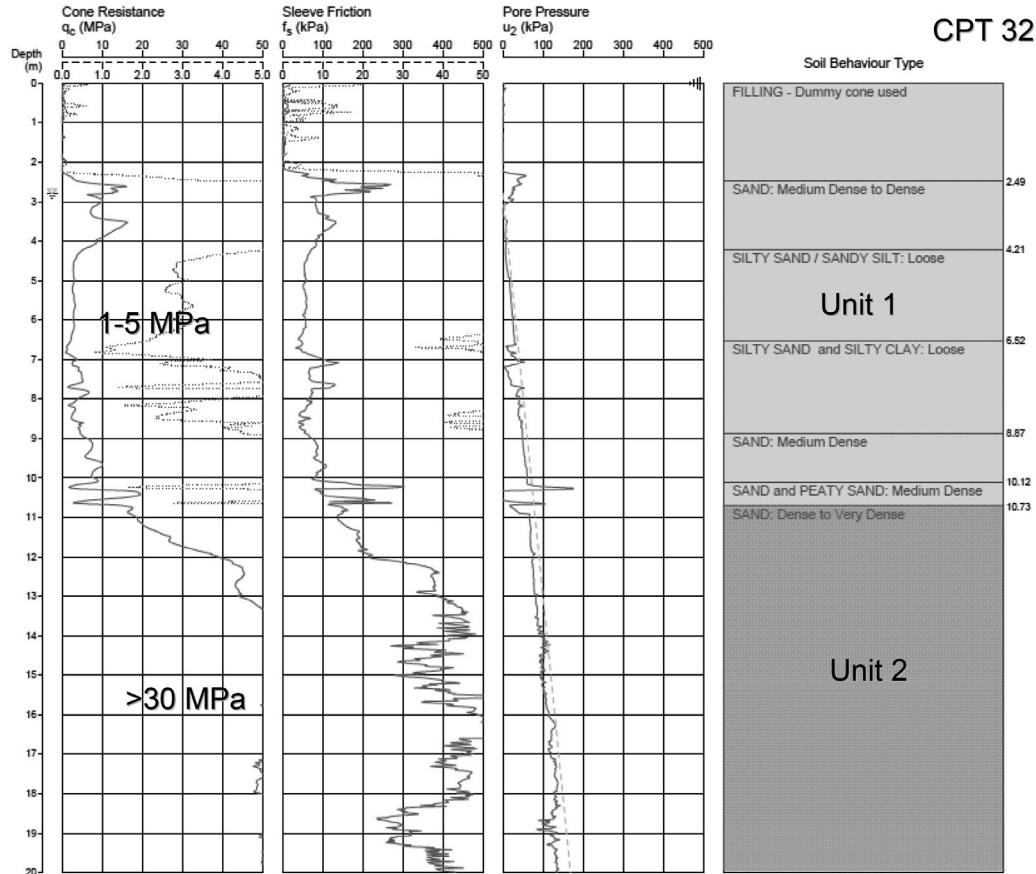
Baugrundprofil – Schnitt B-B



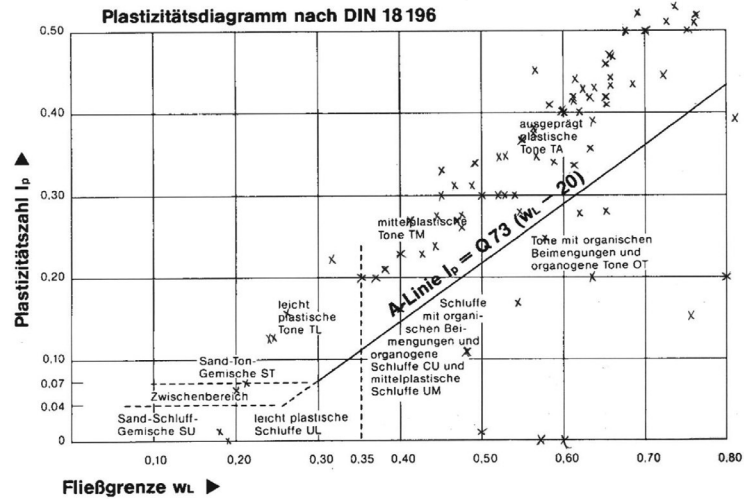
Baugrundprofil – Schnitt C-C



CPT 32



Ergebnisse der Laborversuche: Plastizität – Unit 3 und 4



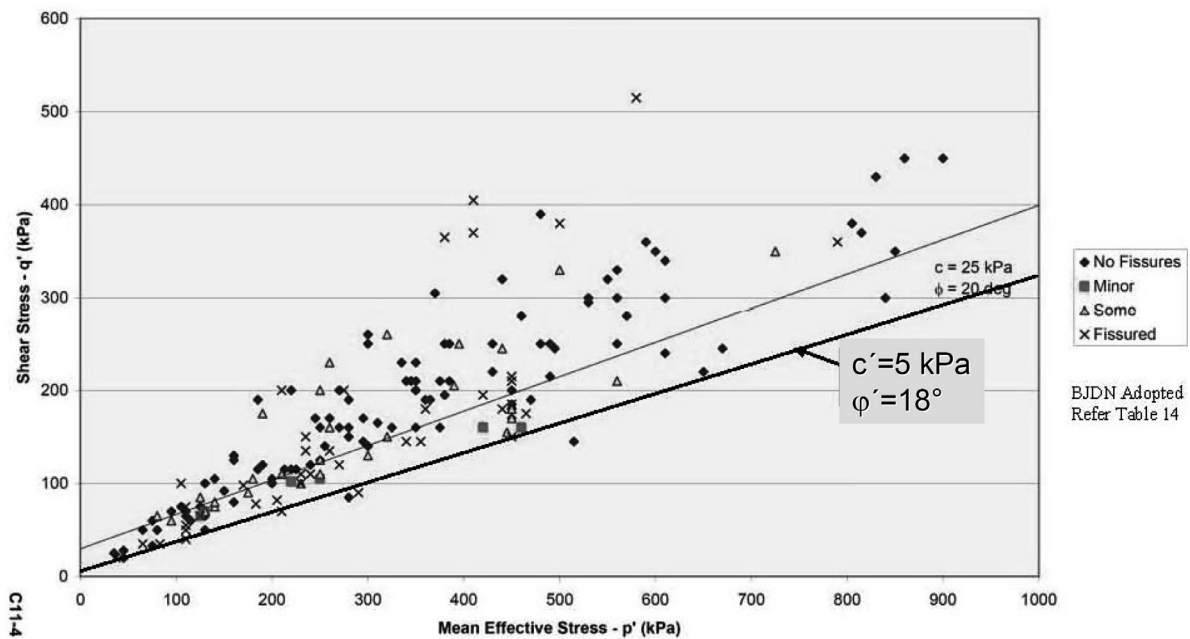
Fließgrenze: 18 % bis 219 % (Mittelwert: 64%)

Ausrollgrenze: 9 % bis 174 % (Mittelwert: 28 %)

Plastizitätsindex: 0 % bis 105 % (Mittelwert: 36 %)

Ergebnisse der Laborversuche: Triaxialversuche

Port Botany - SCU Triaxial Tests - By Fissures

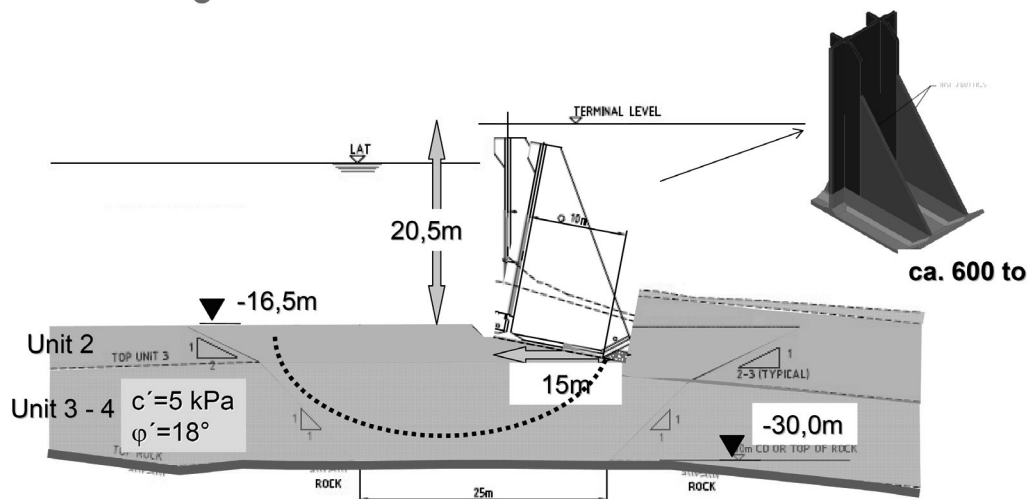


Geotechnisches Design

- Interpretation der Baugrunderkundung und Erstellung eines Baugrundmodells
- Gründung der Kaimauer
- Bodenverdichtungsmaßnahmen
- West-Berme
- Gründung der Kranbahn
- Gründung der Brücken (Fußgängerbrücke, Zufahrbrücke)
- Ausbau Zufahrstrasse

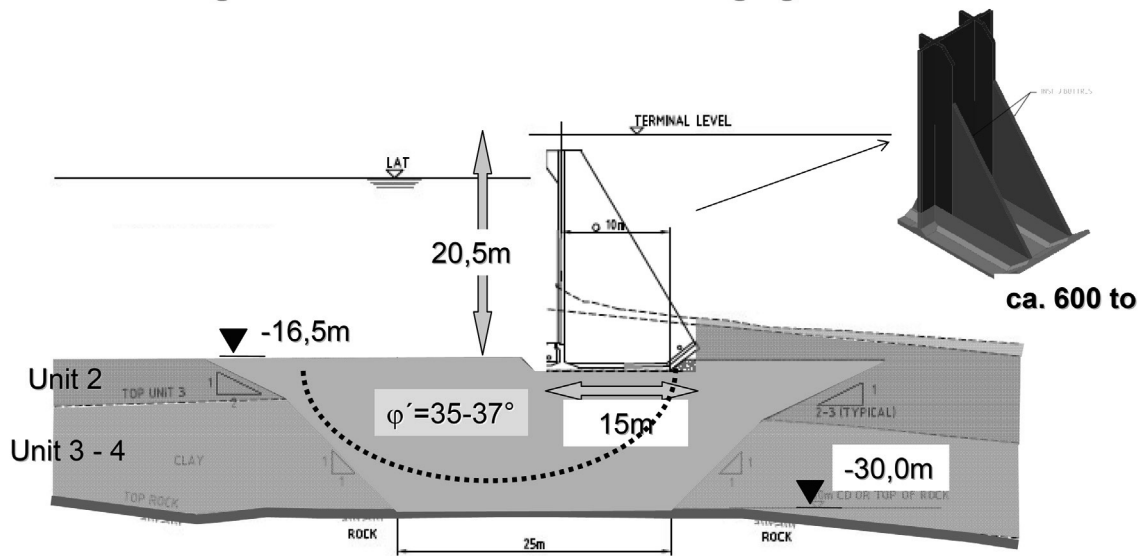
Design-life
100 Jahre

Gründung der Kaimauer



- Nicht-linearer Gleitkörper $\eta > 1,4$
- Gleitkreis $\eta > 1,5$
- Tragfähigkeit $\eta > 3,0$

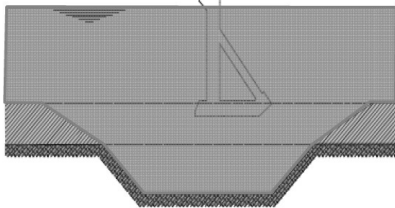
Gründung der Kaimauer / Gründungsgraben



Herstellungsablauf

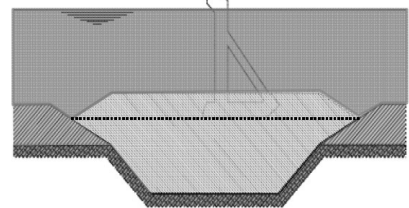
STAGE 1

- Remove sand to expose clay
- Remove clay



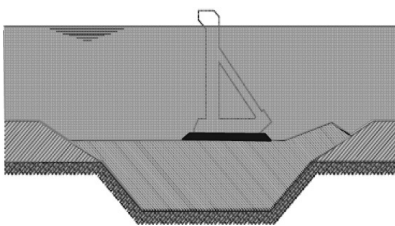
STAGE 2

- Backfill trench with sand
- Vibrocompact with overburden



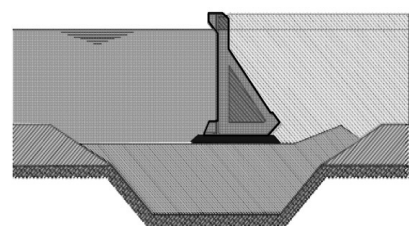
STAGE 3

- Remove overburden
- Form gravel bedding for counterfort units



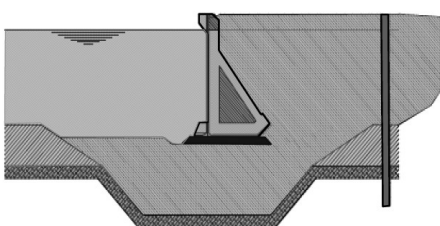
STAGE 4

- Install counterfort unit
- Backfill to +2.50
- Install scour protection



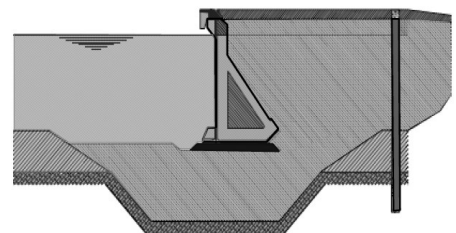
STAGE 5

- Vibrocompact backfill behind wall
- Install piles for rear crane beam

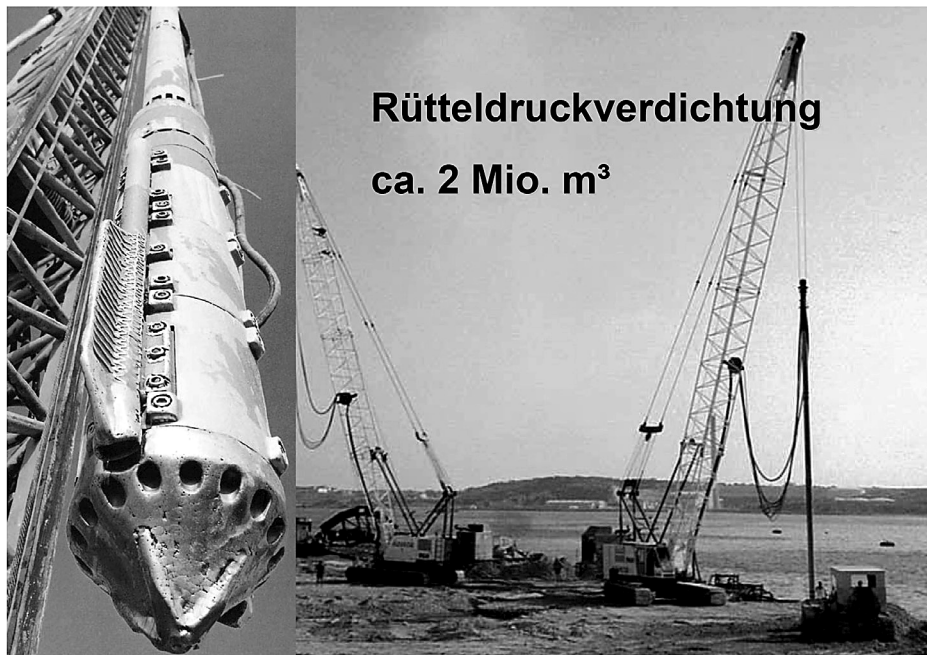


STAGE 6

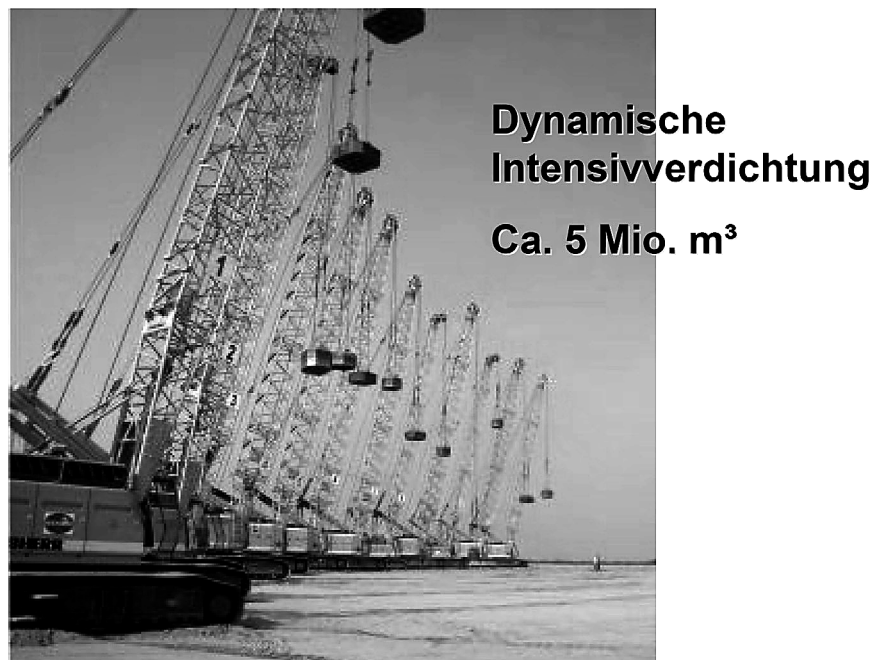
- Construction capping beam
- Construct rear crane beam
- Complete formation



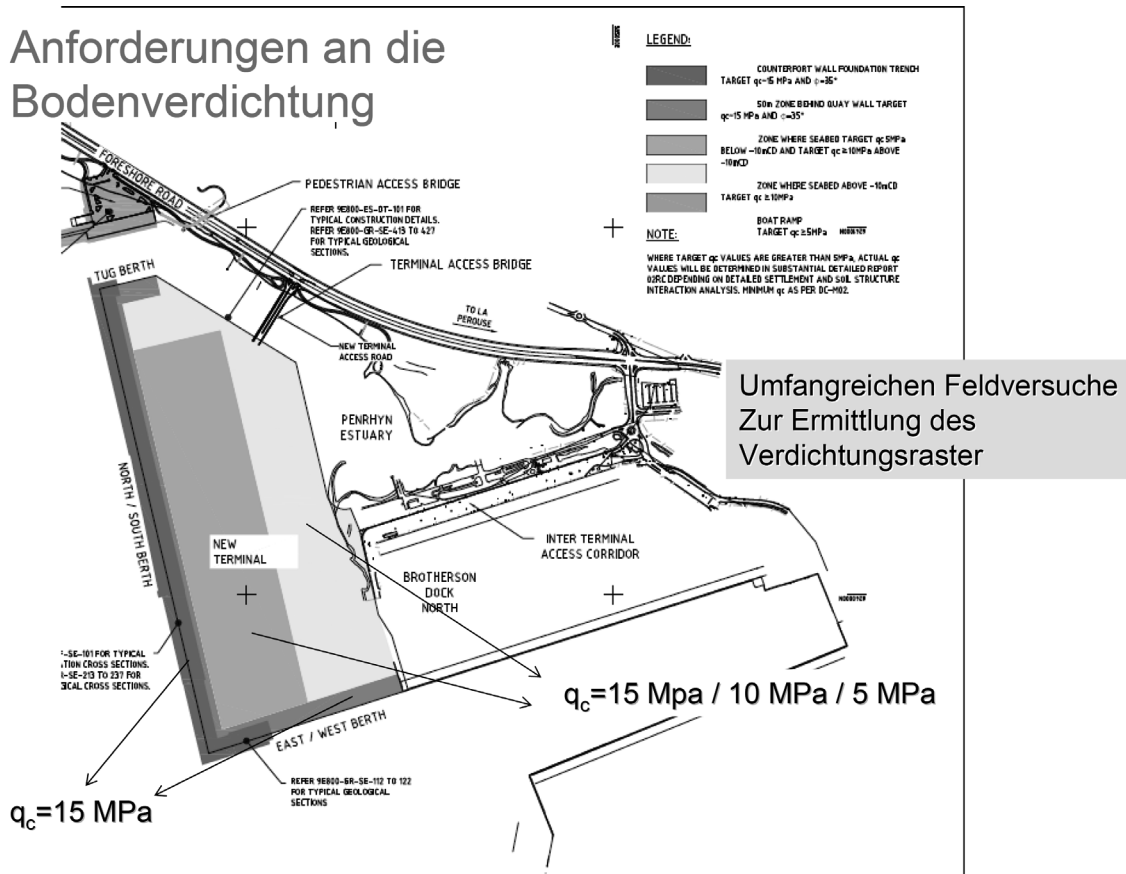
Bodenverdichtung des Gründungsgrabens



Bodenverdichtung aufgespülter Fläche



Anforderungen an die Bodenverdichtung



Anforderungen an die Wandverformungen

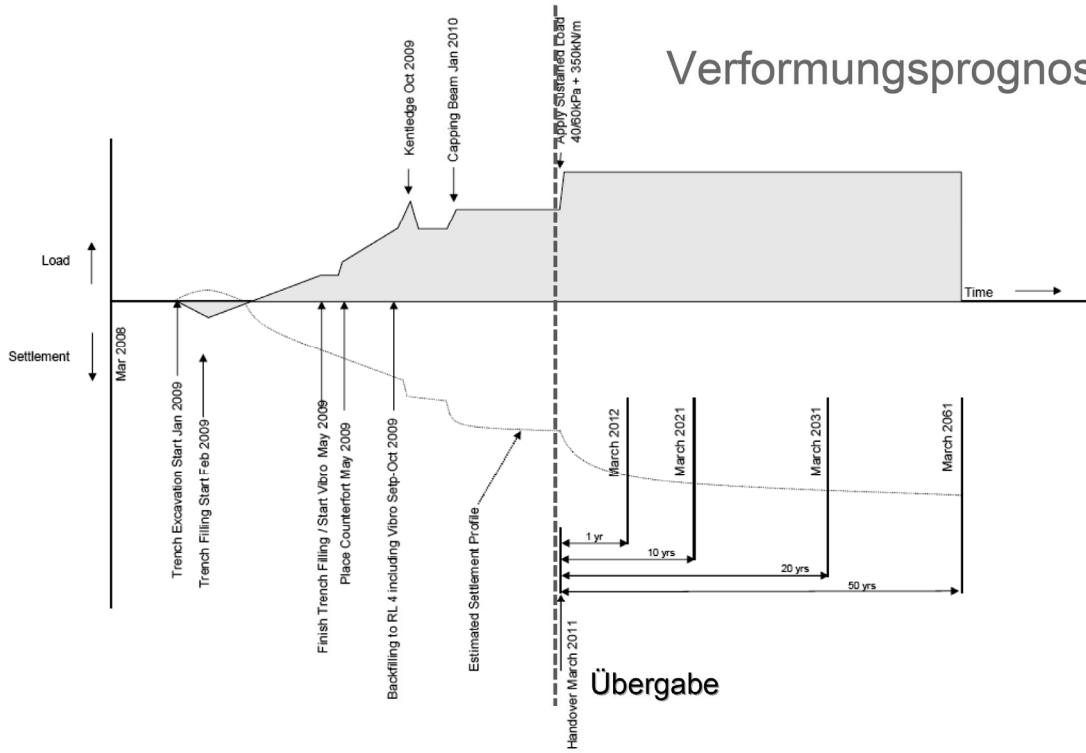
1. Vertikale Verschiebungen Kaimauer (nach Übergabe):

- max. nach 20 Jahren: 40 mm
- max. nach 50 Jahren: 50 mm
- max. längenbezogene Differenzverschiebungen nach 20 Jahren: 1/1000

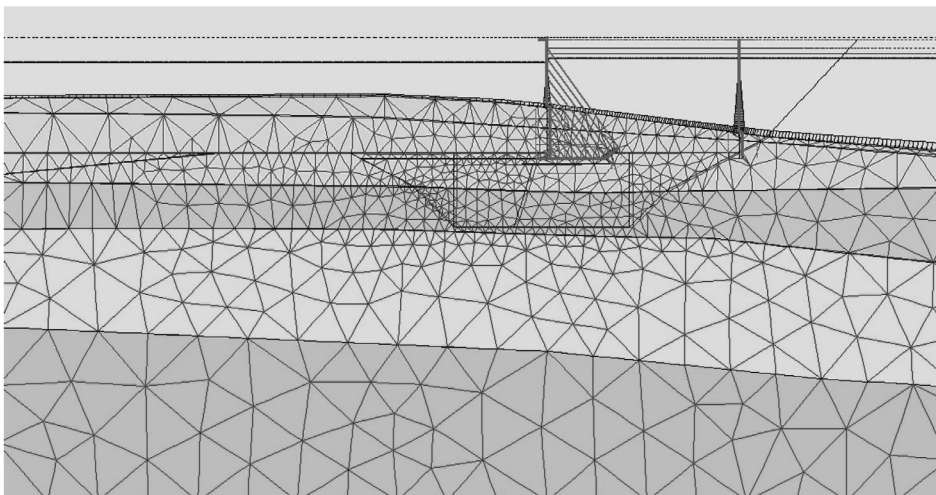
2. Horizontale Verschiebungen Kaimauer (nach Übergabe):

- max. nach 10 Jahren: 30 mm
- max. nach 20 Jahren; 40 mm
- max. längenbezogene Differenzverschiebungen nach 20 Jahren: 1/1000

Verformungsprognose

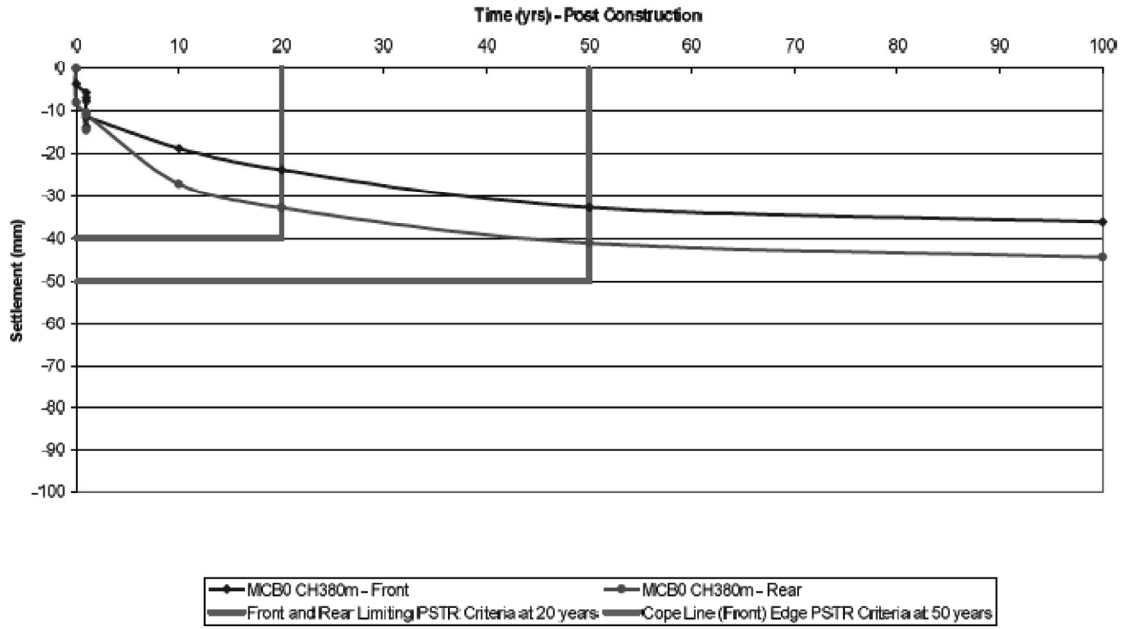


Verformungsprognose

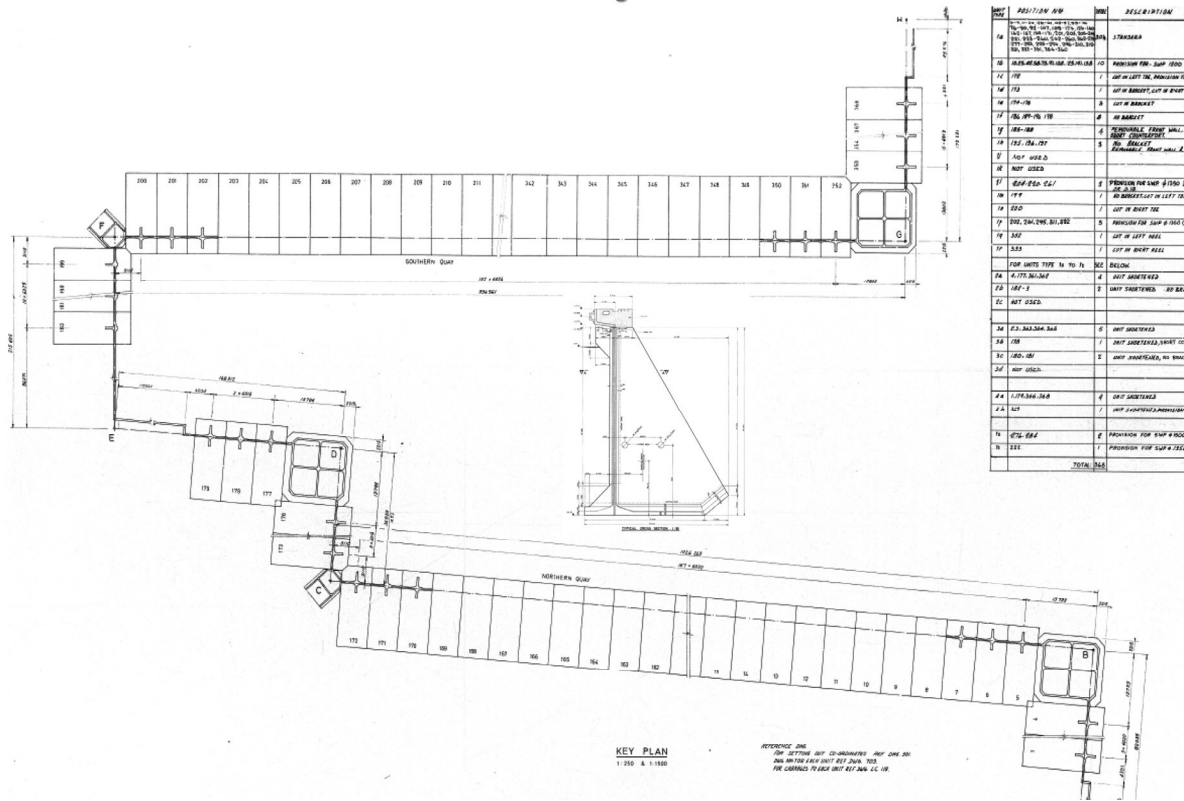


Verformungsprognose

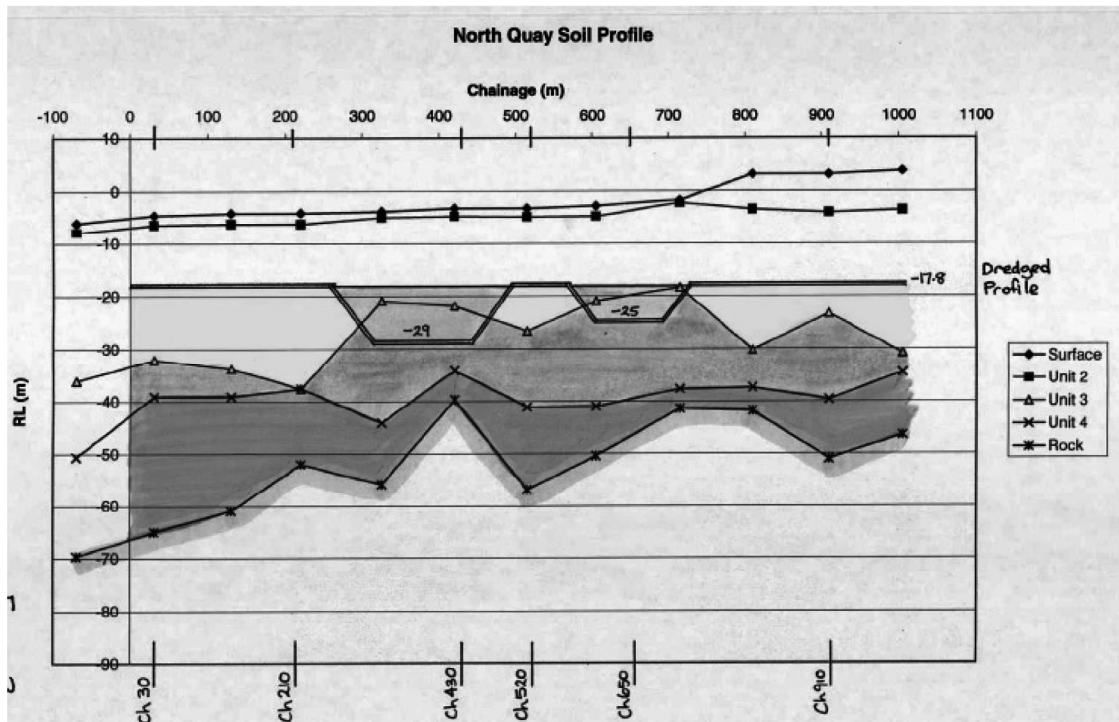
Gauge Summary - MCA9 Ch380 (With 1m Weak Layer Below Gravel Pad $E_{soil}=40MPa$, $\phi = 32deg$)



Brotherson Dock: Herstellungsverfahren



Brotherson Dock: Baugrund



Brotherson Dock: Setzungsentwicklung

North Quay Ch 647

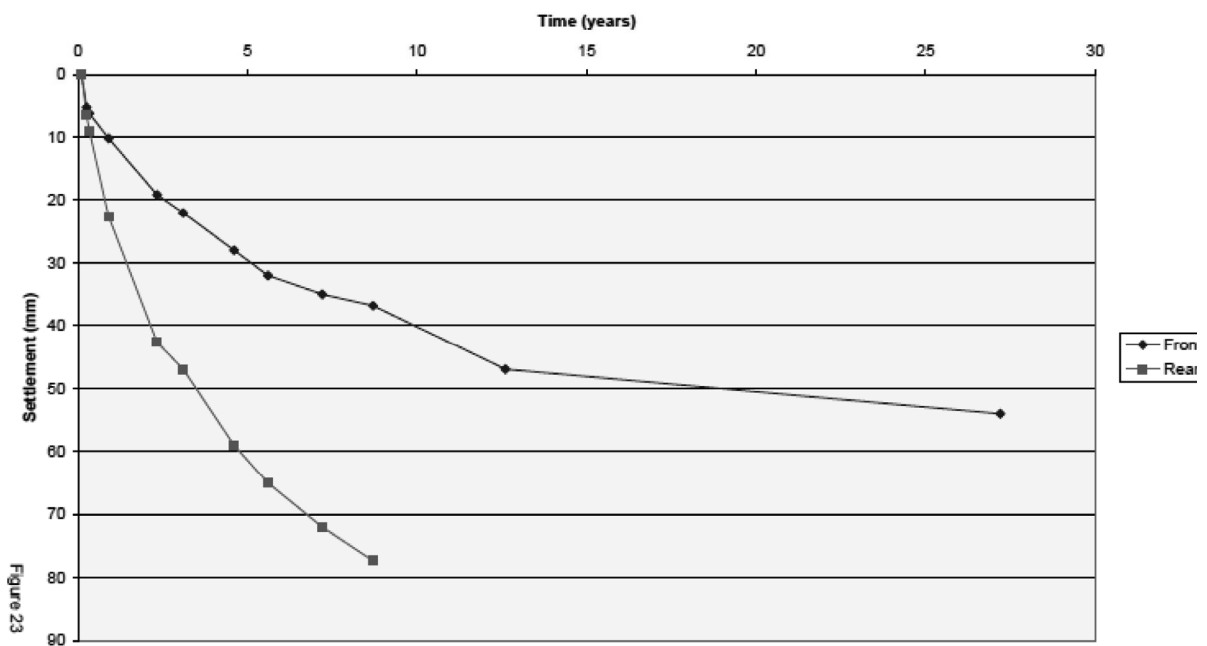
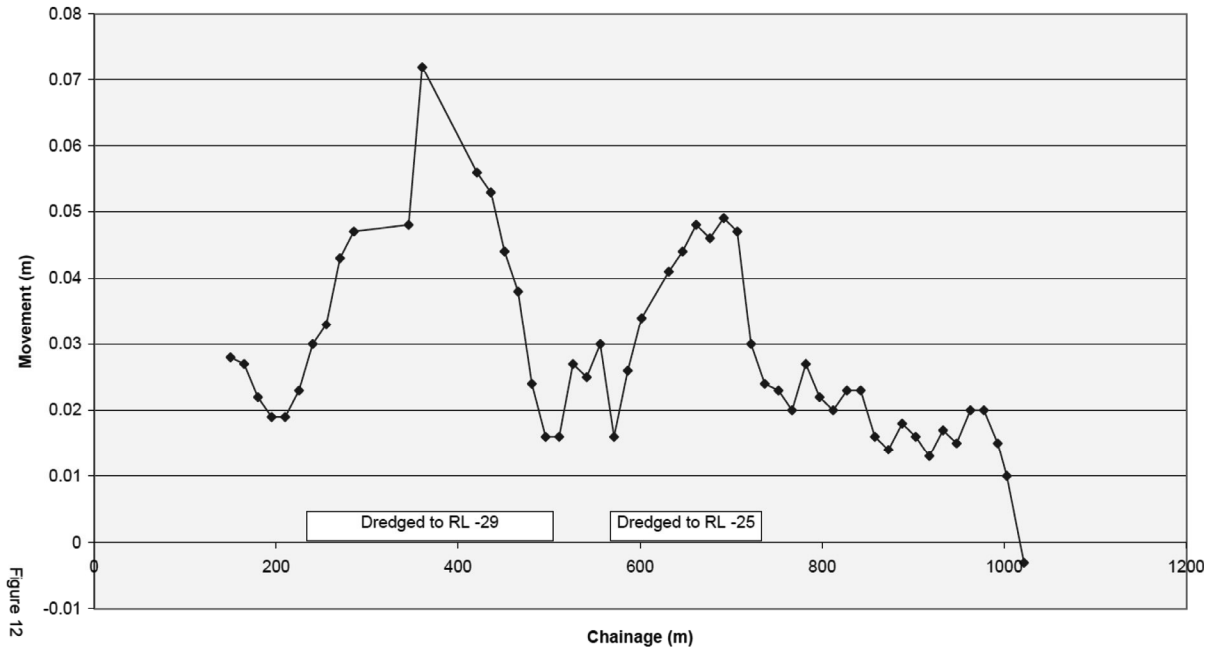


Figure 23

Brotherson Dock: Horizontalverschiebung

Lateral Movement Front Beam - North Wharf 1979-2006



Kunden – Vision 2012ff



Bewältigung von geotechnischen Problemen beim Bau des Hafens Bandar Shahpour, Iran

Prof. Dr.-Ing. E. h. Manfred Nußbaumer, M. Sc.

Die Ed. Züblin AG arbeitete im Jahr 1975 auf Baustellen in Indonesien, in Malaysia und im Irak. Ende des Jahres 1974 erhielt sie einen Großauftrag im Iran in Arbeitsgemeinschaft mit dem niederländischen Unternehmen „Royal Adrian Volker Group“, und zwar den Bau einer rd. 2,5 km langen Anlegeplattform für Seeschiffe im bereits bestehenden Hafen Bandar Shahpour.

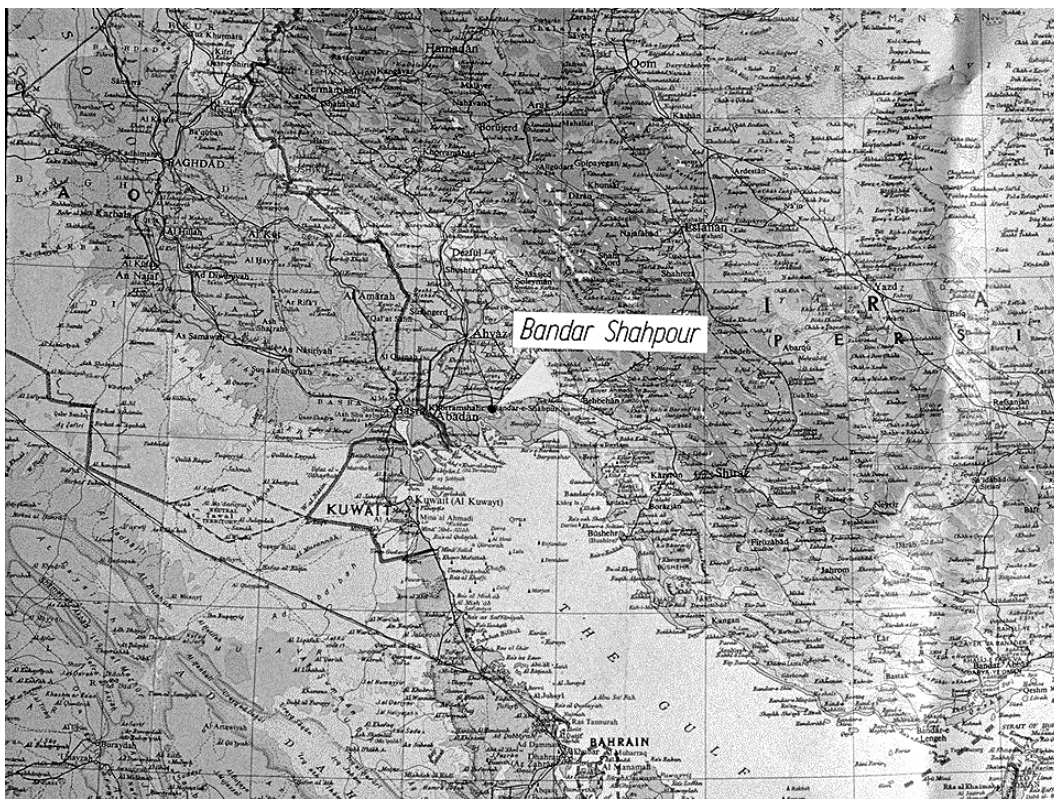


Bild 1: Lage von Bandar Shahpour

Bandar Shahpour war zu dieser Zeit ein kleiner Ort, der im Zweiten Weltkrieg von den Briten als Hafen ausgebaut wurde, um Transporte vom Golf nach Norden in den Süden der Sowjetunion zu ermöglichen. 1975 war der Hafen mit einigen wenigen Anlegestellen für große Seeschiffe weit überfordert. Schiffe hatten Liegezeiten von bis zu mehreren Wochen, um entladen zu werden. Obwohl ca. 800 km von Teheran entfernt, war Bandar Shahpour damals der wichtigste Seehafen Irans. Über ihn wurden vor allem industrielle Güter aller Art, Fahrzeuge, Schafe und Militärgüter importiert.

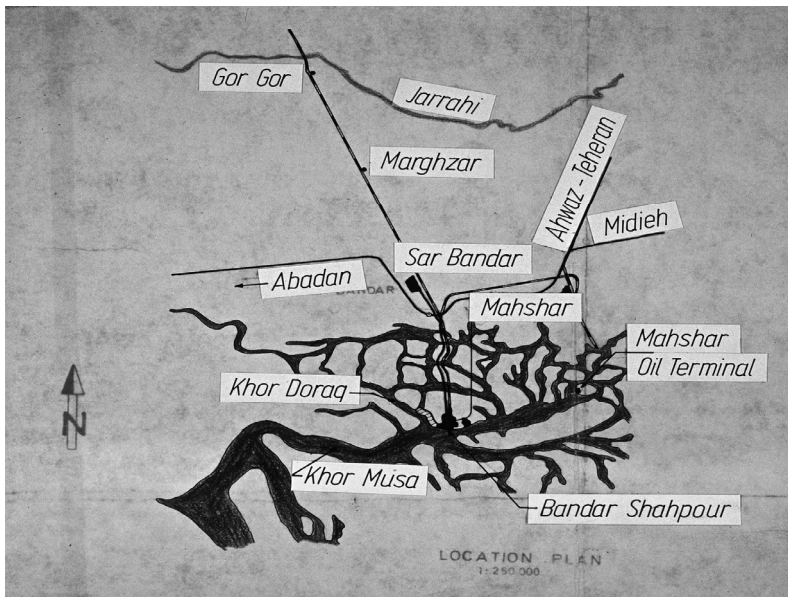


Bild 2: Lage von Bandar Shahpour

Der Hafen Bandar Shahpour liegt am Ende eines großen Priels, dem Khor Musa, das sich in Bandar Shahpour in mehrere Khors verzweigt, so auch in ein weiteres großes Priel, den Khor Doraq.

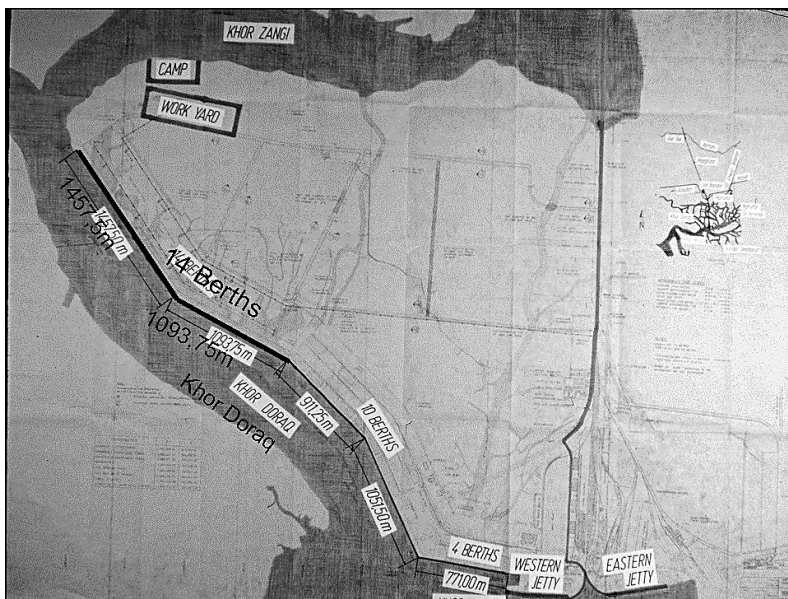


Bild 3: Lage der Hafenerweiterung

Die Anlegeplattformen waren parallel zum Khor Doraq zu bauen. Im Anschluss an den bestehenden Hafen hatte die französische Firma Dumez bereits einen Auftrag zum Bau von 10 Anlegeplattformen. Die Arge Züblin / Volker erhielt den Auftrag über 14 weitere Anlegeplattformen mit einem Auftragsvolumen in Höhe von 350 Mio. DM. Das entspräche heute einem Auftragsvolumen von ca. 0,5 Mrd. EURO.

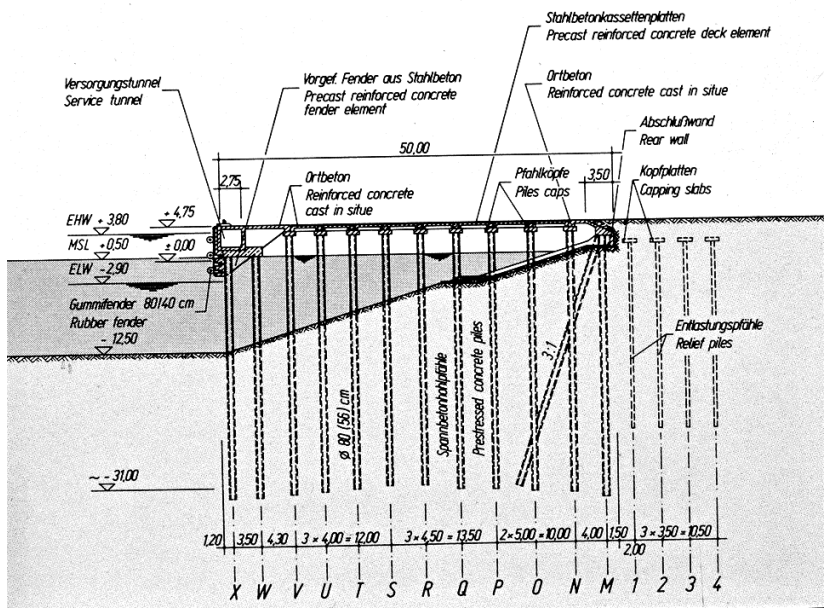


Bild 4: Schnitt durch zu errichtende Anlegeplattform

Der Entwurf kam vom Ingenieurbüro Kampsax, Kopenhagen. Die Anlegeplattform war entworfen für 13 m Wassertiefe ab Mittelwasser, war 50 m breit und schloss nahtlos auf der gesamten Länge an das Hinterland, das zur Lagerung von Umschlagsgütern genutzt werden sollte, an.

Die Plattform stand auf 12 Pfahlreihen, bestehend aus ca. 35 m langen Spannbetonhohlpfählen mit einem Außendurchmesser von 800 mm und 120 mm Wanddicke.



Bild 5: Spannbetonhohlpfahlherstellung

Die Pfähle erhielten Pfahlkopfplatten, auf denen Fertigteilplatten mit max. 5,0 x 5,0 m verlegt und dann mit Ortbeton zu einer zusammenwirkenden Tragkonstruktion verbunden wurden. Wasserseitig verläuft ein begehbare Versorgungstunnel, der biegesteif mit einem Fenderelement verbunden ist. Auch dazu wurden Fertigteile verwendet.

Landseitig wird die Anlegeplattform von einer Abschlusswand, die etwa 3 m in das Erdreich einbindet, begrenzt. Um die hohen Verkehrslasten unmittelbar neben der Plattform aufzunehmen, verlaufen mit einem gegenseitigen Abstand von 3,5 m 4 Reihen Entlastungspfähle mit lose aufgelegten Stahlbeton-Pfahlkopfplatten landseitig der Anlegeplattform.

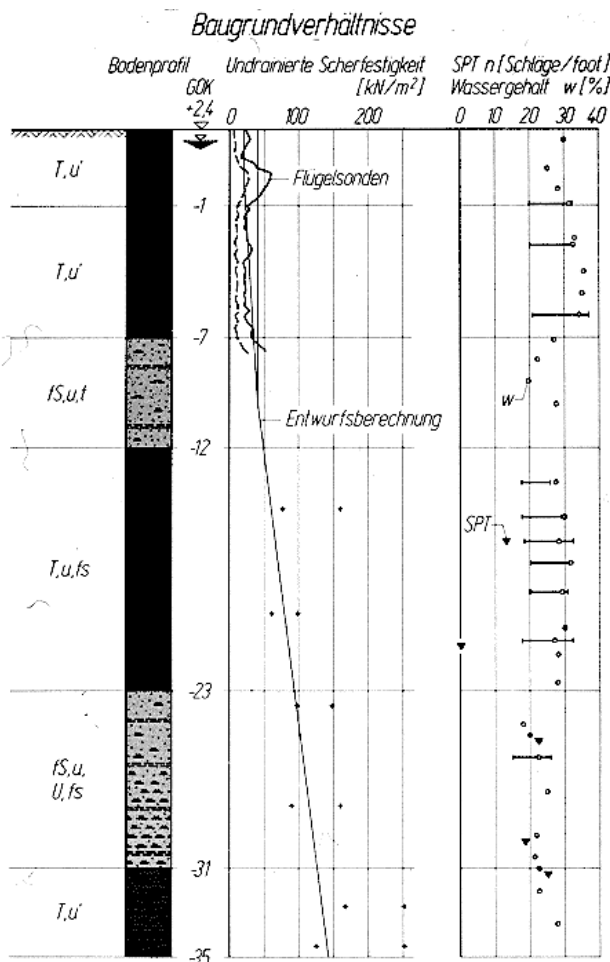


Bild 6: Baugrundverhältnisse

Der Baugrund in der Region Bandar Shahpour besteht aus jungen Sedimenten, die der großen Deltaregion des Schatt al-Arab zuzurechnen sind. Bis nahe zu 30 m Tiefe stehen feinsandige Tone und Schluffe sowie bindige Feinsande an. Die undrainierte Scherfestigkeit dieser Schichten beträgt bis zu 7 m Tiefe 20 kN/m² und nimmt etwa linear bis zur Tonschicht auf Kote -23 auf rd. 90 kN/m² zu. SPT-Werte lassen sich erst unter diesem Horizont bestimmen, sie betragen dort rd. 20 Schläge / 30 cm Eindringung.

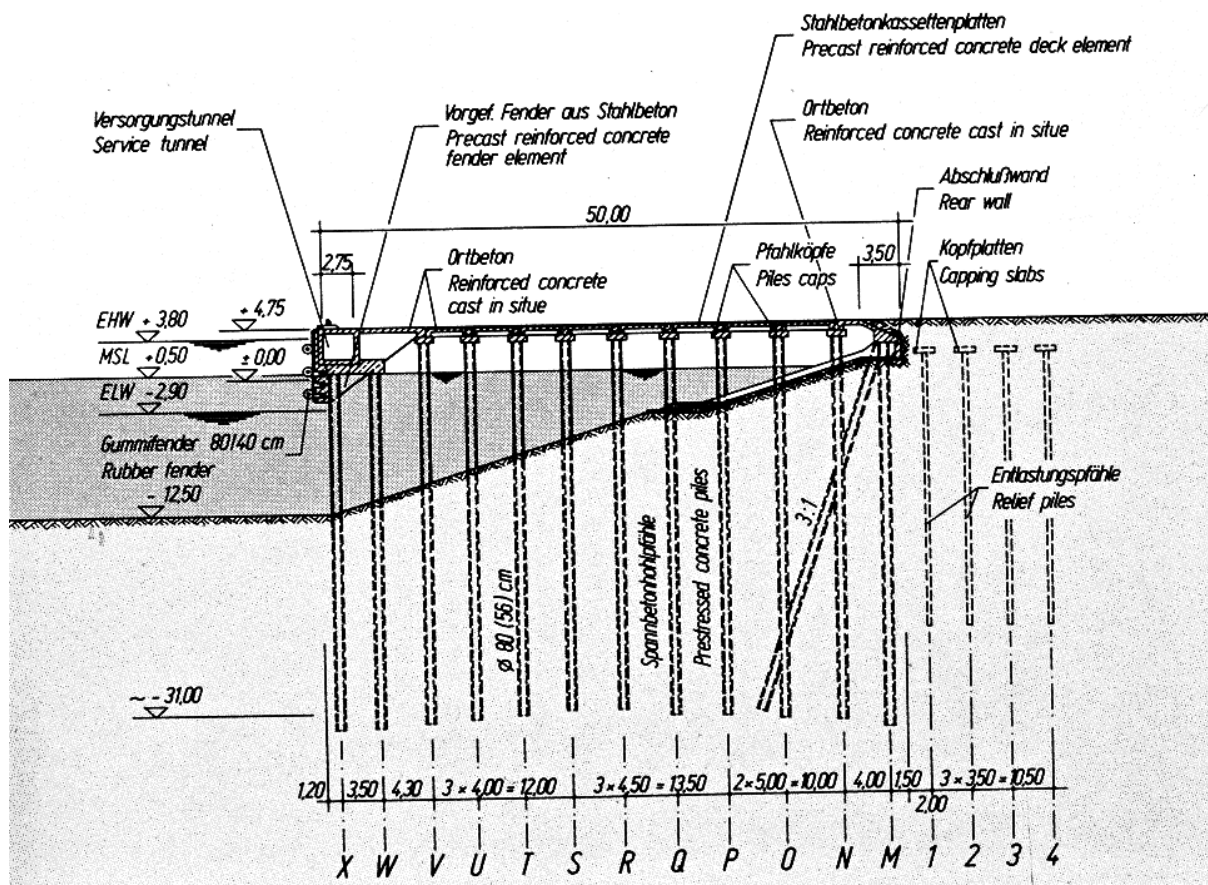


Bild 7: Geplanter Bauablauf

Der Bauablauf wurde anhand der Ausschreibungsunterlagen und entsprechend der verfügbaren Geräte ursprünglich wie folgt geplant:

- Zunächst Aufbringung einer 2 m mächtigen und 30 m breiten Vorbelastung bis Kote +5,00 im Bereich der Entlastungspfähle und landeinwärts
- Einrammen der 4 Reihen Entlastungspfähle mit 26 m Länge und einem Querschnitt von 45 x 45 cm im Abstand von 3,5 x 3,5 m, Aufbringen der Pfahlkopfplatten und der Erdüberschüttung in Höhe von ± 4,75
- Herstellung der Unterwasser-Böschung durch Nassbaggerung
- Wasserseitig Einrammen der 8 Pfahlreihen mit einem gegenseitigen Abstand von 3,5 bis 4,5 m von schwimmendem Gerät aus
- Einrammen der landseitig liegenden 4 Pfahlreihen, die erste Reihe von Land aus, die drei weiteren Reihen von einer Rammbrücke aus



Bild 8: Pfahlrammung

- Einrammen der landseitigen Pfahlreihe mit Vertikal- und Schrägpfählen von Land aus
- Herstellen der Fahrschienen für die Rammung von der Rammbrücke aus und Einrammen der drei verbleibenden Pfahlreihen

Im Februar 1975 übergab mir der zuständige Auslandsdirektor Projektunterlagen mit dem Auftrag zu untersuchen, welche Probleme entstehen können und welche eventuell durch die Umstellung der Bauprozesse eintreten können.

Welche Grundbauprobleme können bei der Baudurchführung auftreten?

- Fertigpfähle sind zu kurz oder zu lang
- Absperrdeich benötigt Kolkschutz
- Böschungen sind nicht standsicher
- Böschung wird durch Rammaktivitäten instabil
- bereits gerammte Pfähle werden durch Böschungsbewegungen beschädigt

Bild 9: Welche Grundbauprobleme können auftreten?

Das Ergebnis meiner Untersuchung war aus geotechnischer Sicht wie folgt:

Grundbautechnisch günstiger Bauablauf

1. Aufschüttung an der Böschungskrone
2. Rammen der Entlastungspfähle
3. Rammen der landseitigen Spannbetonpfahlreihe und der Schrägpfähle von einem landgestützten Rammgerüst aus
4. Naßbaggerung
5. Rammen der Spannbetonhohlpfähle mit der Schwimmramme
6. Rammen der Spannbetonhohlpfähle (3 Reihen) von der Rammbrücke aus

Bild 10: Grundbautechnischer günstiger Bauablauf

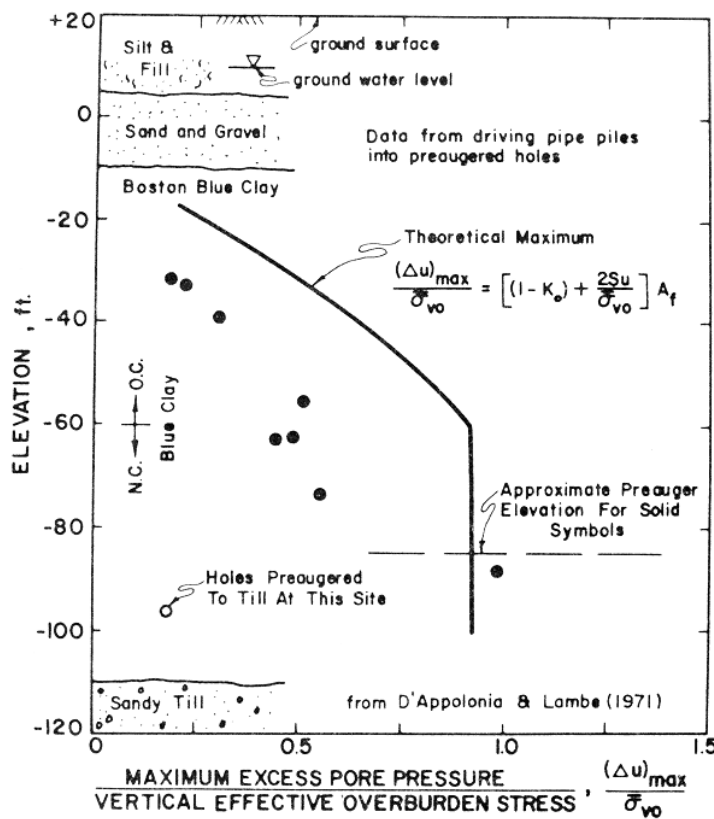


Bild 11: Porenwasserdruckanstieg infolge Rammung nach D'Appalonia / Lumbe (1971)

Um den Einfluss der Rammung abzuschätzen, wurden Porenwasserdruck-Messungen aus einer Veröffentlichung von D'Appalonia und Lambe aus dem Jahr 1971 in die Gleitkreisuntersuchungen mit einbezogen.

Böschungsstandsicherheit während des Rammens

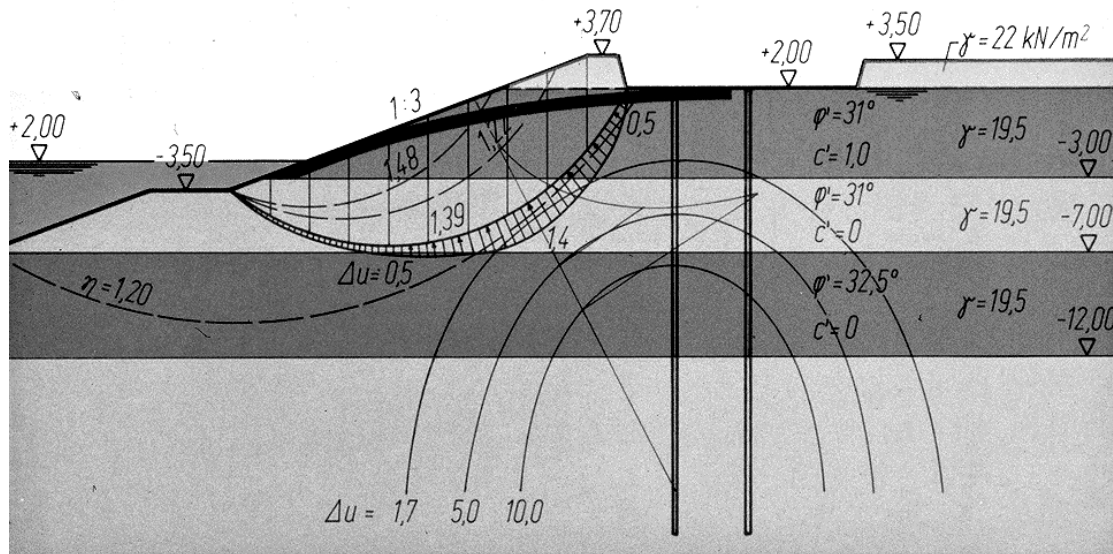


Bild 12: Standsicherheit ermittelt unter Betrachtung der effektiven Spannungen und effektiven Scherfestigkeiten und Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken aus Rammung

Von der Bauleitung vorgesehener Bauablauf

1. Aufschüttung an der Böschungskrone
2. Naßbaggerung
3. Rammen der Entlastungspfähle
4. Rammen der Spannbetonpfähle mit der Schwimmramme
5. Rammen der Spannbetonpfähle (5 Reihen) von der Rammbrücke aus

Bild 13: Von der Bauleitung vorgesehener Bauablauf

Geotechnische Forderungen bei "Bauleitungslösung"

1. Messen der Porenwasserdrücke aus der Pfahlrammung
2. Rammen der Entlastungspfähle in langen Reihen
3. Rammen der Spannbetonhohlpfähle von der Rammbrücke aus
4. Messen der Böschungsverschiebungen
5. Rammen auf "Lücke" bei großen Pfahlverschiebungen
6. Unterbrechen der Rammung für einen oder mehrere Tage, wenn nicht akzeptierbare Pfahlverschiebungen auftreten

Bild 14: Forderungen aus geotechnischer Sicht an Bauleitungslösung

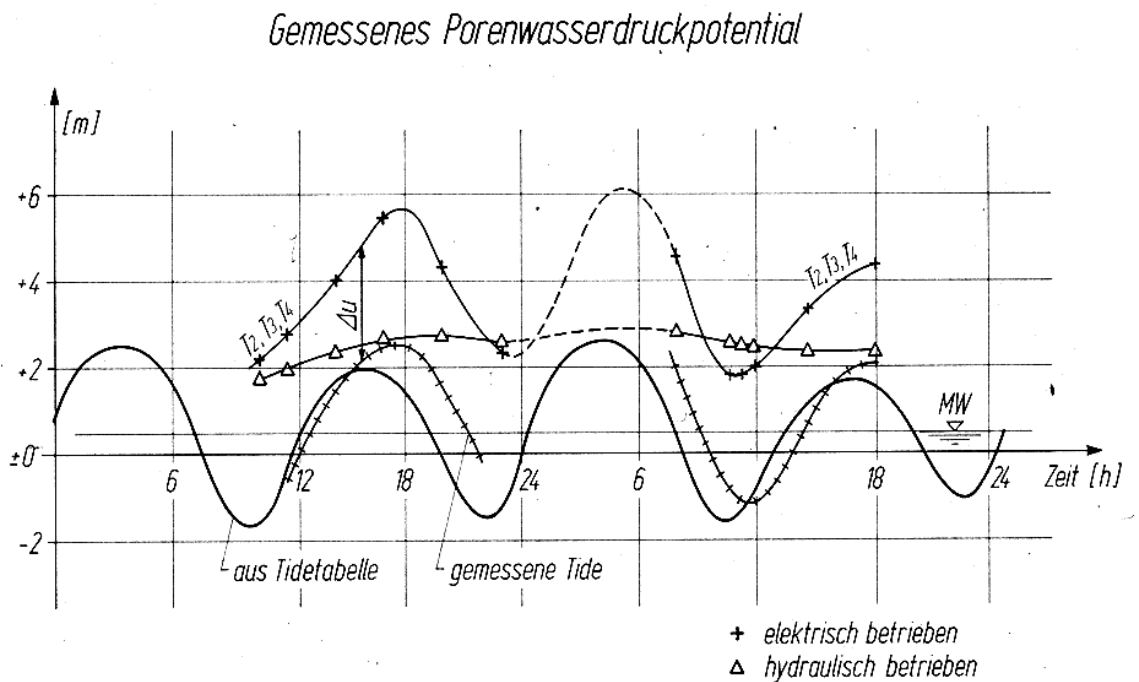


Bild 15: Tidehöhen und gemessene Porenwasserdrücke infolge Tide

Erste Rammarbeiten an
Entlastungspfählen
verursachen einen großen
Böschungsbruch

Bild 16: Erste Rammarbeiten an Entlastungspfählen

Etwa eine Woche vor Beginn der Rammarbeiten für die Entlastungspfähle kam von der Baustelle ein Telex mit der Mitteilung, dass die Rammarbeiten beginnen werden und dass alle 4 Pfahlreihen gleichzeitig gerammt werden würden. Mit einem Rücktelex wurde der Baustelle mitgeteilt, dass die Böschung bei dieser Verfahrensweise nicht stabil bleiben wird und ein Böschungsbruch zu erwarten sei.

Die Baustelle hat trotzdem die 4 Pfahlreihen gleichzeitig gerammt. Nach weniger als einer Woche brach die Böschung und nahezu alle Pfähle brachen wie Streichhölzer mit der abgehenden Böschung.



Bild 17: Abgerutschte Böschung

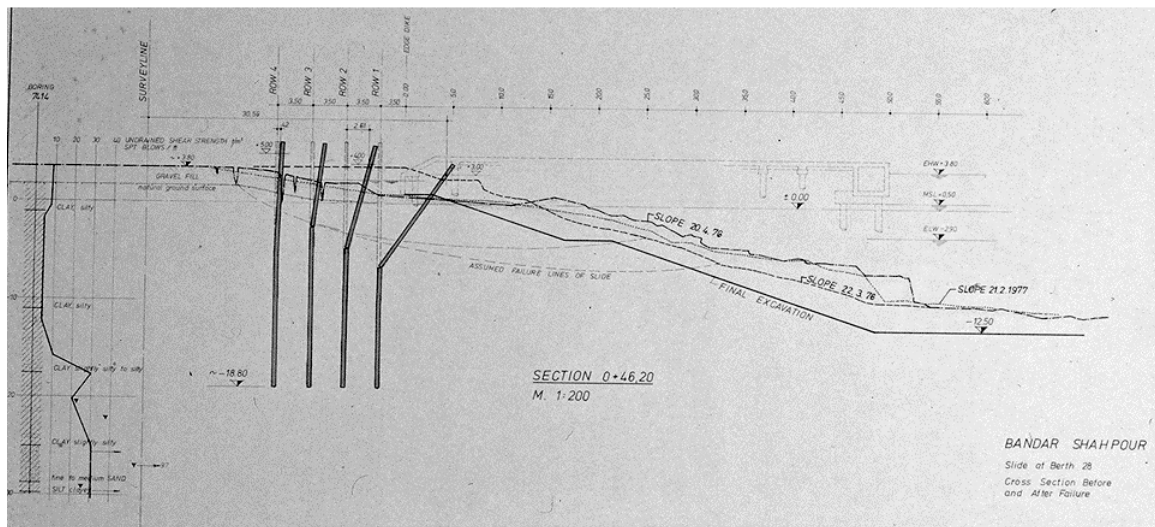


Bild 18: Aufmass der abgerutschten Böschung

Obwohl die Ursache der hohe Porenwasserüberdruck infolge der konzentrierten Pfahlrammung war, wurden weitere mögliche Ursachen in Bild 19 zusammengestellt.

Ursachen des Böschungsbruchs

- Erschütterungen infolge Pfahlrammung
- Auflast aus Rammgerüst
- Böschungsbruchsicherheit nahe $\eta = 1,0$
- durch Rammung erzeugte Porenwasserüberdrücke
- Abfall der Scherfestigkeit infolge Scherverformungen
- Zunahme der Horizontalspannungen im Böschungsbereich infolge der Pfahlrammung
- ungünstig gewählte Rammsequenz

Bild 19: Ursachen des Böschungsbruchs

Für das Einrammen der Entlastungspfähle wurde ein neuer Bauablauf festgelegt, wie aus Bild 20 hervorgeht.



Bild 20: Angepasster Bauablauf für Entlastungspfähle

Einrammen der landseitig liegenden 5 Spannbetonpfahlreihen

Bei der landseitigen Spannbetonpfahlreihe ist alle 5 m ein vertikaler Pfahl und dazwischen ein Schrägpfahl angeordnet. Diese Pfahlreihe wurde von Land aus eingerammt. In geringer Entfernung zu der abgerutschten Böschung wurde dabei eine Böschungsbewegung infolge der Installation dieser Pfahlreihe von bis zu 50 cm festgestellt.



Bild 21: Ausbauchung an der Stützwand infolge der Installation der Landseitigen Spannbetonpfahlreihe



Bild 22: Vorbohrung vor Pfahlrammung und Füllung der Bohrung mit Bentonitsuspension

Da weiterhin mit Pfahlbewegungen in dieser Größenordnung gerechnet werden musste, mit der Gefahr eines Böschungsbruches oder Rissen in den Spannbetonpfählen, wurde ein den ungünstigen Bodenverhältnissen angepasster Bauablauf entwickelt.

Mit einem Schneckenbohrer wurde vor der Pfahlrammung eine Bohrung mit 700 mm Durchmesser bis auf Höhe des Böschungsfußes hergestellt.

Die Bohrung wurde beim Ziehen über das zentrale Rohr mit Bentonitsuspension gefüllt, um nicht zu kollabieren.



Bild 23: Schrägbohrung für geneigten Pfahl

Auf die Bohrung von 700 mm wurde der Pfahl mit 900 mm aufgesetzt.



Bild 24: Aufsetzen des Pfahles auf die Bohrung

Die Pfähle sanken unter Eigengewicht bis etwa auf Böschungsfußtiefe in den Untergrund. Über die restliche Tiefe von mehr als 15 m wurden sie dann mittels der Ramme eingebracht.



Bild 25: Pfahlrammung



Bild 26: Gerammtes Pfahlfeld

Die Pfahlverschiebungen blieben infolge dieser schonenden Böschungsbehandlung bei wenigen cm, max. bei 5 cm. Bohrungen und Rammungen folgten einander im Takt. Die Tagesleistung für Vorbohrung und Rammung betrug im Mittel 8 Pfähle. Sie war etwa gleich groß wie die ursprüngliche Rammleistung ohne Vorbohrung.

Die Anlegeplattform einschließlich der Sanierung der Böschungsrutschung konnte im Jahr 1981 abgeschlossen werden.



Bild 27: Pfahlkopferherstellung

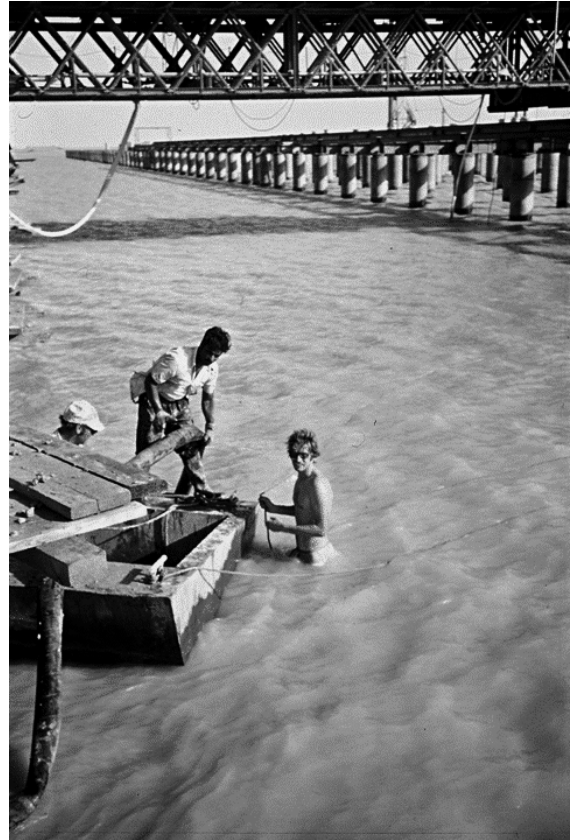


Bild 28: Offshore-Einsatz von Herrn Sänger

Welche Lehren sind aus diesem Projekt zu ziehen?

Welche Lehren sind aus diesem schwierigen Projekt zu ziehen

1. Die richtige Technik ist Grundlage einer erfolgreichen Bauausführung
2. Der Baubetrieb muß zwar aus Wirtschaftlichkeitsgründen auf die Technik Einfluß nehmen - der mögliche Freiraum wird von den technischen Randbedingungen bestimmt
3. Eine Risikoanalyse ist notwendig
4. Technische Risiken können durch Anpassung der Verfahrenstechnik reduziert werden
5. Meßergebnisse müssen auch praktische Auswirkungen auf den Baubetrieb haben

Bild 29: Lehren aus diesem Projekt

Einfluss des Sättigungsgrades auf die Scherfestigkeit von Böden am Beispiel eines Schadensfalls im Tunnelbau

Dr.-Ing. Christian Wawrzyniak, Geschäftsführer, CDM Consult GmbH
Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München
Dipl.-Ing. / Dipl.-Wirt.Ing. Achim Dohmen, Zürich Versicherung AG

1 Einleitung

Wasser im Boden hat bekanntlich einen besonderen Einfluss auf die Standsicherheit von Ingenieurbauwerken im Untergrund. Im vorliegenden Fall ist es beim Neubau eines Autobahn-Tunnels zu einem Schadensfall mit einem Verbruch von insgesamt 370 m Tunnelröhre gekommen. Die Untergrundverhältnisse sind geprägt durch bindige Böden mit überwiegend steifer und halbfester Konsistenz. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb des Tunnels, allerdings weisen die Böden stark unterschiedliche Sättigungsgrade auf. Zunächst wurden den tunnelbautechnischen Berechnungen Scherparameter zugrunde gelegt, die im teilgesättigten Versuch unter Berücksichtigung zusätzlicher kapillarer Kräfte ermittelt wurden.

Folgend auf die allgemeine Beschreibung des Projektes und des Schadenfalles wird in der Veröffentlichung aufgezeigt, wie sich teilgesättigte und gesättigte Versuche hinsichtlich der Scherfestigkeit unterscheiden. Es wird auch dargestellt, welche Konsequenzen für die Sanierung aus planerischer Sicht notwendig wurden. Im Rahmen der Veröffentlichung wird nach einer allgemeinen Beschreibung des Projekts und des Schadensfalls aufgezeigt, wie sich teilgesättigte und gesättigte Versuche hinsichtlich der Scherfestigkeit unterscheiden und welche Konsequenzen sich für die weiteren Planungen nach dem Schadensfall ergaben.

2 Schadensbeispiel Tunnel

2.1 Bauwerk

Im Rahmen des Neubaus der Autobahn M6 von Budapest nach Pecs in Ungarn wurden in einem 40 km langen Teilabschnitt zahlreiche Brücken, Dämme und Einschnitte sowie vier Tunnelbauwerke errichtet. Die Tunnelbauwerke bestehen aus jeweils zwei Röhren mit einem Ausbruchquerschnitt von ca. 100 m² im Bereich des Regelquerschnitts (Bild 1). Der Abstand zwischen den beiden Tunnelröhren, d. h. die Breite des Mittelpfeilers, beträgt ca. 12 m und damit etwa eine Tunnelbreite. Sämtliche Tunnelbauwerke werden in Spritzbetonbauweise aufgeföhren.

Der vom Schaden betroffene Tunnel weist eine Länge von 2 x 1.330 m auf. Die Überdeckung oberhalb der Tunnelfirste beträgt bis zu 45 m. Der Tunnel wurde in Spritzbetonbauweise vorgetrieben und gesichert. Für den endgültigen Ausbau sollte eine Innenschale aus Ort beton eingebaut.



Bild 1: Tunnelbauwerke der neuen Autobahn M6 in Ungarn

2.2 Erkundung des Untergrundes

Zur Untersuchung der Baugrundverhältnisse im Bereich des Schadenstunnels wurden zahlreiche Erkundungsbohrungen von der Geländeoberfläche aus hergestellt. In den Bohrlöchern wurden vereinzelt Feldversuche ausgeführt. Besondere Verfahren wie beispielsweise Bohrlochaufweitungsversuche zur Bestimmung der Verformbarkeit des Untergrundes wurden dagegen nicht eingesetzt.

Zur Bestimmung der bodenmechanischen Eigenschaften wurden an ausgewählten Proben der Bohrkerns zahlreiche geotechnische Laborversuche durchgeführt. Hierzu gehörten u. a. die Bestimmung der Korngrößenverteilung des natürlichen Wassergehalts, der Plastizität, der Porenziffer, des Sättigungsgrads, der Scherfestigkeit und der Steifigkeit.

Nach den Ergebnissen der Baugrundaufschlüsse liegen die Tunnel in quartären Schichten von Löss und Lösslehm mit überwiegend steifer, örtlich auch weicher Konsistenz (Bild 2). Nach den Bodenansprachen weist der Löss keine Strukturfestigkeit auf. Darunter stehen quartäre Tone mit überwiegend halbfester Konsistenz an. In einzelnen Bodenschichten wurden Verfestigungen aus Kalk festgestellt. Der Grundwasserspiegel liegt unterhalb der Tunnelsohle, jedoch wurden vereinzelt in Tunnelhöhe Schichtwasserhorizonte angetroffen.



Bild 2: Tunnelortsbrust im Löss und Lösslehm

Für die bindigen Bodenschichten oberhalb des Grundwassers wurden auf Basis teilgesättigter triaxialer Scherversuche vergleichsweise hohe Scherfestigkeiten abgeleitet. Beispielsweise wurden für den Löss mit steifer bis halbfester Konsistenz als charakteristische Scherparameter ein Reibungswinkel von $27,5^\circ$ und eine Kohäsion von bis zu 70 kN/m^2 angegeben. Die hohe Kohäsion resultiert aus der Kapillarwirkung im teilgesättigten Zustand (s. Abschnitt 4.1).

2.3 Planung

Der Tunnel sollte, wie bereits erwähnt, nach den Grundsätzen der Spritzbetonbauweise ausgeführt werden. Es war vorgesehen, den Boden durch Bagger auszukoffern und die Tunnellaubung unmittelbar nach dem Ausbruch durch bewehrten Spritzbeton zu sichern. Aus baupraktischen Gründen war der Ausbruchquerschnitt in Kalotte, Strosse und Sohle unterteilt.

Im Zuge der Planung der Tunnel wurden für unterschiedliche Kombinationen aus Baugrunderfassung, Überdeckung und Bodenkennwerten auf der Grundlage statischer Nachweise entsprechende Vortriebsklassen entworfen. Insgesamt waren acht verschiedene Vortriebsklassen geplant, die mit zunehmendem Sicherungsaufwand aufsteigend von A bis H bezeichnet wurden. Die Vortriebsklassen variieren zwischen Klassen ohne Ortsbrust- und vorausseilender Sicherung und Klassen mit Ortsbrust- und vorausseilender Sicherung. Für den Tunnelvortrieb in Böden mit hoher Verformbarkeit war der Einbau einer temporären Sicherung der Kalottensohle geplant. Bei Instabilitäten an der Ortsbrust war zudem eine Unterteil-

lung des Kalottenquerschnitts in zwei voneinander getrennte Vortriebe vorgesehen (geteilte Kalotte).

2.4 Schadensfall

Der Tunnelvortrieb im Schadenstunnel erfolgte vorwiegend nach den Klassen C und D mit einer Sicherung der Ortsbrust aus Spritzbeton. Untergeordnet wurde die Klasse E angewendet, die zusätzlich zur Ortsbrustsicherung eine vorausseilende Sicherung aus Spießen umfasst. In einzelnen Tunnelabschnitten überstiegen die beim Vortrieb gemessenen Verschiebungen der Spritzbetonschale die nach der Ausführungsplanung zulässigen Alarmwerte. Der Wechsel in eine höhere Vortriebsklasse wurde allerdings nicht immer vollzogen.

Beim Vortrieb vom Südportal aus kam es im Juli 2008 im Bereich der maximalen Überdeckung von ca. 45 m zu einem Versagen des Mittelpfeilers zwischen den beiden Tunnelröhren. An den Innenseiten der Tunnelröhren bildeten sich Risse in der Spritzbetonschale aus, die zu einem Abscheren der Schale und zu einem Verbruch beider Tunnelröhren auf einer Länge von 113 m führten. Der Verbruch setzte sich bis zur Geländeoberfläche fort und führte dort zu einem etwa 40 m breiten Senkungstrichter.

Sofortmaßnahmen zur Stützung des Tunnels im an den Verbruch angrenzenden Tunnelabschnitt wurden von der staatlichen Aufsichtsbehörde aus Sicherheitsgründen untersagt. Aufgrund der mit dem Verbruch verbundenen Lastumlagerungen kam es ca. zwei Wochen später zu weiteren Rissbildungen an den Innenseiten der Tunnelröhren (Bild 3) und einem zweitem Verbruch mit 72 m Länge sowie zu entsprechenden Senkungen an der Geländeoberfläche.



Bild 3: Rissbildungen in der Spritzbetonschale nach dem ersten Verbruch



Bild 4: Verbrauchsbereich an der Geländeoberfläche

Nach dem zweiten Verbrauch wurden seitens der staatlichen Aufsichtsbehörde Sofortmaßnahmen zur Abstützung des Tunnels im Verbrauchsbereich zugelassen. Es wurden Verstärkungsringe in der Spritzbetonschale eingebaut sowie der Mittelpfeiler durchankert. An der Geländeoberfläche wurde der Bewuchs gerodet. Die Risse wurden mit einem Sand-Zement-Gemisch verfüllt. Anschließend wurde die Oberfläche eingeebnet und mit einer Folie gegen Niederschlagswasser abgedichtet (Bild 4).

3 Schadensanalyse

Nach Eintritt des Schadens waren zunächst eine Reihe offener Fragen zu klären. Im Wesentlichen wurden dabei die folgenden Sachverhalte behandelt:

- Waren die Baugrunderkundung unzureichend bzw. die Bodenkennwerte unzutreffend angesetzt?
- Wurde das Baugrundmodell unzutreffend aufgestellt?
- War die Sicherung unterdimensioniert?
- Wurde ein falsches Vortriebsverfahren gewählt?
- Ist die Bauausführung von der Planung abgewichen?
- Wurden die Alarmwerte beim Tunnelvortrieb überschritten?
- Was war der Versagensmechanismus?

Der Schwerpunkt der Analyse der Schadensursache lag im Bereich der Untersuchung der bodenmechanischen Eigenschaften der anstehenden bindigen Bodenschichten.

4 Ergänzende Untersuchungen zur Scherfestigkeit des Löss

4.1 Theoretische Grundlagen zur Scherfestigkeit teilgesättigter Böden

Für den Löss wurden der ursprünglichen Planung Scherparameter zugrunde gelegt, die im teilgesättigten Zustand ermittelt wurden. Nachfolgend werden kurz die theoretischen Aspekte hinsichtlich des Einflusses des Sättigungsgrads auf die Scherfestigkeit beschrieben. Bezüglich detaillierterer Angaben wird auf die einschlägige Literatur verwiesen.

Im teilgesättigten Zustand sind die Porenräume des Bodens mit Wasser und Luft gefüllt (3-Phasen-System). Durch kapillare Kräfte zwischen Wasser und Boden, die im Kapillarwasser einen negativen Porenwasserdruck u_w (Differenz zum atmosphärischen Luftdruck) bewirken, entsteht im teilgesättigten Zustand zwischen den sich berührenden Bodenpartikeln in Abhängigkeit vom Wassergehalt des Bodens ein Vorspannzustand. Die Bodenteilchen werden aneinandergedrückt. Dies ist möglich, da Wasser an seiner Oberfläche zur Luft Zugspannungen aufnehmen kann (s. Bild 5). Der Porenwasserdruck ist kleiner als der Porenluftdruck u_a (ebenfalls Differenzdruck zum atmosphärischen Luftdruck).

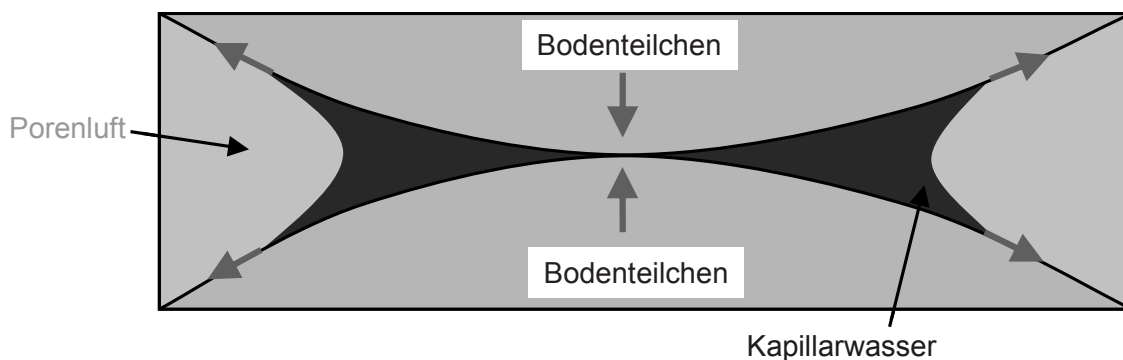


Bild 5: Dreiphasensystem Boden / Wasser / Luft im teilgesättigten Zustand

Durch eine Betrachtung der wirkenden Spannungen in Bild 5 zeigte Bishop, 1955, dass sich im teilgesättigten Zustand die effektive, auf das Korngerüst wirkende Spannung σ' um den Anteil $\chi \cdot (u_a - u_w)$ erhöht. Dabei ist χ vom Sättigungsgrad S_r des Bodens abhängig. Für wassergesättigte Böden gilt $\chi = 1$ und für trockene Böden $\chi = 0$. Nach Fredlund, 1978, ist χ bei Böden, die bei gleichem Wassergehalt gleiche Dichte aufweisen, in etwa konstant. Für $u_a = 0$ gilt:

$$\tau_f = c' + (\sigma' - \chi \cdot u_w) \tan \varphi'$$

Allerdings verändert sich insbesondere nahe dem gesättigten Zustand der Porenwasserdruck u_w bei geringer Wassergehaltsänderung stark. Bei hohem Sättigungsgrad führt eine geringe Änderung des Wassergehalts damit zu einer großen Veränderung der Scherfestigkeit des Bodens.

4.2 Vergleich zwischen gesättigten und teilgesättigten Scherversuchen

Zur Untersuchung der Schadensursache wurden zunächst die vorliegenden Baugrunddaten nochmals ausgewertet und ergänzende Kernbohrungen und zusätzliche Laborversuche

durchgeführt. Die Scherfestigkeit wurde diesmal im Triaxialgerät mit gesättigten Proben ermittelt. Folgende Randbedingungen wurden den Versuchen zugrunde gelegt:

- Versuche nach DIN 18137-2 bzw. CEN ISO/TS 17892-09:2004
- Versuchsdurchführung an gesättigten Proben, Sättigungsgrad 3 bar
- normalkonsolidierte CU-Versuche mit Porenwasserdruckmessung. Konsolidierungsspannung bis 800 kN/m²
- Schergeschwindigkeit: 0,005 mm/min – 0,036 mm/min

In Bild 6 sind die Ergebnisse der Triaxialversuche am gesättigten Löss im σ - τ -Diagramm dargestellt (schwarze Linien). Die charakteristischen Bodenkenngrößen ergeben sich gemäß DIN 1054 als vorsichtiger Schätzwert des Mittelwerts der Scherfestigkeit. Für den Löss, der bei der Kohäsion wie beim Reibungswinkel nur geringe Streuungen aufwies, wurde für die weiteren Berechnungen ein Reibungswinkel $\varphi' = 30^\circ$ und eine Kohäsion $c' = 10 \text{ kN/m}^2$ zugrunde gelegt (siehe blaue Linie). Weiterhin sind im Diagramm in Bild 6 vergleichend die Scherparameter des teilgesättigten Löss mit $\varphi' = 27,5^\circ$ und $c' = 70 \text{ kN/m}^2$ dargestellt. Man erkennt deutlich die erhöhte Scherfestigkeit des teilgesättigten Bodens insbesondere bei geringer Normalspannung. Mit steigender Normalspannung reduziert sich der negative Porenwasserdruck u_w , da die Probe komprimiert wird, der Sättigungsgrad S_r steigt. Daher nähert sich mit steigender Normalspannung die Schergerade des "teilgesättigten" Versuchs der des "gesättigten" Versuchs an. Ab grob ca. 900 kN/m² gehen beide Schergeraden ineinander über.

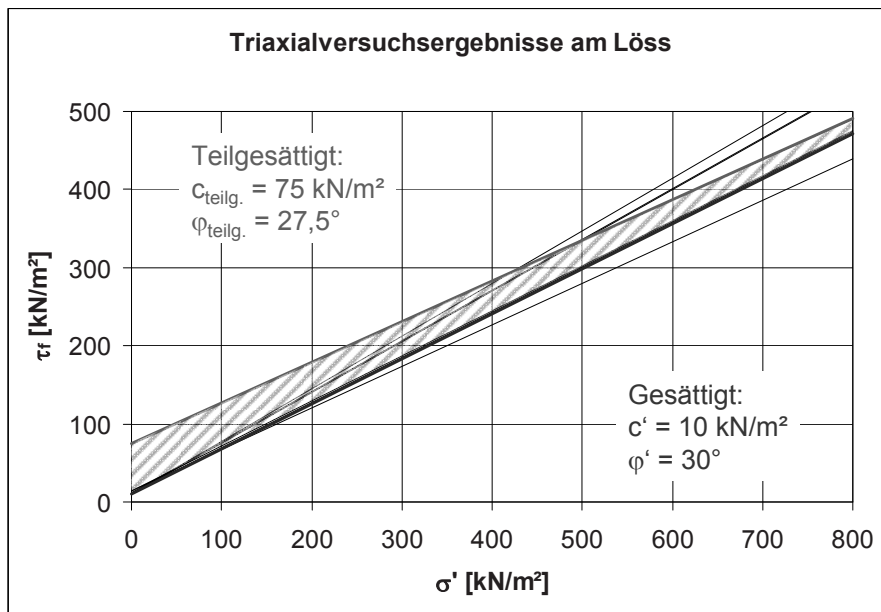


Bild 6: Vergleich zwischen teilgesättigten und gesättigten Scherversuchsergebnissen

Im Ergebnis führt der teilgesättigte Versuch anschaulich zu einer deutlich höheren Kohäsion c_{teilg} , allerdings zu einem etwas geringeren Reibungswinkel φ_{teilg} des teilgesättigten Bodens gegenüber dem gesättigten Boden. Die höhere Scherfestigkeit im teilgesättigten Versuch wirkt sich insbesondere bei geringer Normalspannung aus. Die Überschätzung der Scherfestigkeit war zumindest mit dafür ursächlich, dass der Schadensfall aufgetreten ist.

4.3 Festlegung der Scherparameter des Löss für die weiteren Berechnungen

Da die Überschätzung der Scherfestigkeit insbesondere bei geringen Normalspannungen zumindest als mit ursächlich für das Schadensereignis angesehen wurde, wurden für die weiteren Berechnungen die Scherparameter des gesättigten Löss und nicht die des teilgesättigten Löss zugrunde gelegt. Dies ist auch darin begründet, dass, wie die klassifizierenden Untersuchungen zeigten, der Sättigungsgrad der Proben im Löss im natürlichen Zustand zwischen ca. $S_r = 0,85$ und $S_r = 1,0$ unabhängig von der Entnahmetiefe der Proben schwankte. Es muss daher auf der sicheren Seite liegend davon ausgegangen werden, dass der Löss in situ bereichsweise gesättigt ansteht.

Weiterhin liegen keine Informationen darüber vor, wie sich der Wassergehalt des Lösses mit der Zeit ändert. Beispielsweise können auch die bei der Spritzbetonbauweise auftretenden Verformungen, die nach den Messungen maximal im Dezimeterbereich lagen, dazu führen, dass Wasserwegigkeiten entstehen. Somit kann nicht ausgeschlossen werden, dass sich langfristig der Wassergehalt und damit der Sättigungsgrad des Lösses erhöht.

Nur für kurzfristige Bauzustände, bei denen der Löss teilgesättigt vorliegt, ist es möglich, auch Scherparameter für teilgesättigte Zustände anzusetzen. Insgesamt gilt hier jedoch, dass durch gesonderte Untersuchungen wie z.B. Ortsbrustkartierungen sichergestellt werden muss, dass die getroffenen Annahmen Gültigkeit haben.

5 Sanierungskonzept

Unter Berücksichtigung der korrigierten Bodenparameter wurde im Rahmen einer Variantenstudie zur weiteren Planung und Sanierung des Schadensfalls sowohl die bergmännische Bauweise als auch die offene Bauweise erneut rechnerisch betrachtet.

Zur Sanierung des Verbruchbereichs waren zunächst die im Untergrund verbliebenen Hohlräume durch Niederdruckinjektionen mit Dämmen zu verfüllen. Weiterhin wurde seitlich der verbrochenen Tunnelröhren der Boden durch DSV-Säulen stabilisiert. Die Wiederauffahrung des Tunnels wurde im Schutze eines Rohrschirms als Kalottenvortrieb mit temporärer Sicherung der Kalottensohle vorgenommen.

Das Sanierungskonzept zur Wiederauffahrung des Verbruchbereichs wurde fachtechnisch fortlaufend von der Versicherung begleitet. Darüber hinaus wurden die Vortriebsarbeiten vor Ort tunnelbautechnisch begleitet.

Die Vortriebe in den übrigen Tunneln wurden nach dem Verbruch vorübergehend unterbrochen und einer gesonderten Sicherheitsbetrachtung unter anderem unter Berücksichtigung gesättigter Scherparameter unterzogen. Die weiteren Vortriebsarbeiten wurden einheitlich in Vortriebsklasse G mit Sicherung der Ortsbrust durch Spritzbeton und Anker, einer vorauseilenden Sicherung mit Spießen sowie einer temporären Sicherung der Kalottensohle ausgeführt.

6 Schlussfolgerungen

Der oben beschriebene Schadensfall sowie die nachfolgend durchgeführten Analysen zur Schadensursache führen zu den folgenden Schlussfolgerungen:

- Geringe Inhomogenitäten und Änderungen des Wassergehalts im Boden, die fast immer auftreten können, bewirken bei teilgesättigten Böden eine deutliche Veränderung der Scherfestigkeit.
- Wenn eine dauerhafte, annähernd gleich bleibende Teilsättigung des Bodens nicht sichergestellt werden kann, was in der Regel der Fall sein wird, dürfen insbesondere für die Berechnung von Endzuständen auch keine Scherparameter für teilgesättigte Böden berücksichtigt werden.
- Der Ansatz von Scherparametern für teilgesättigte Böden ist beispielsweise für kurzfristige Bauzustände (z.B. Ortsbruststandsicherheit) nur möglich, wenn der teilgesättigte Zustand bzw. die kapillare Wirkung entsprechend nachgewiesen werden kann.

Der unzulässige Ansatz von Scherparametern für teilgesättigte Böden kann dazu führen, dass die Standsicherheit von Bauwerken deutlich überschätzt wird, wodurch sich, wie das vorgestellte Beispiel zeigt, im ungünstigsten Fall erhebliche technische und wirtschaftliche Schäden ergeben.

7 Literatur

Raabe, E.-W. (2008): Erkundung, Planung, Bauausführung – Umgang mit geotechnisch bedingtem Konfliktpotential im Tiefbau. – Veröff. 15. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium am 13. März 2008, S. 175 – 190.

Lastversuch auf Rüttelstopfsäulen im Meer in Abu Dhabi

Dr.-Ing. M.Sc. Jimmy Wehr,
Keller Holding GmbH
Dipl.-Ing. Guido Freitag,
Keller Grundbau GmbH
Dipl.-Ing. Tammo Köhler,
Keller Grundbau GmbH

Zusammenfassung

Das Al Raha Beach Projekt an der Küste des arabischen Golfs wurde als Stadt im Wasser vor den Toren von Abu Dhabi entworfen und ist eines der größten Projekte der Vereinigten Arabischen Emirate. Die gesamte Stadt soll auf neu aufgeschüttetem Land gebaut werden.

Rüttelstopfverdichtung ist für die Gründung der Uferkonstruktion vorgesehen, die aus bis zu 6 Meter hohen vorgefertigten Betonelementen besteht. Dazu werden ca. 6 Meter unterhalb des Meeresspiegels Schottersäulen mit einer Länge von 4-11 m erstellt.

Die ingenieurmäßigen Anforderungen an die Bodenverbesserung sind die Vermeidung eines Geländebruchs während eines Erdbebens, die Aufnahme einer Auflast von 150 kPa und die Begrenzung von Setzungen. Zur Qualitätskontrolle wurde erstmals ein großer Lastversuch im Meer ausgeführt.

1 Überblick

Das "Al Raha Beach Development" entlang der Küste des Arabischen Golfs wurde als Stadt im Wasser vor den Toren von Abu Dhabi entworfen und ist eines der größten Projekte der Vereinigten Arabischen Emirate, siehe Bild 1. Es besteht aus 8 Bauabschnitten einschließlich Apartments, Hotels, Einkaufszentren und Geschäftshäusern direkt an der Küste.

Alle Bauten sollen auf neu aufgespülten Boden gegründet werden. Es handelt sich sowohl um neu zu schaffende Inseln als auch um eine Vergrößerung der existierenden Küstenfläche, siehe Bild 2. Grundsätzlich ist in einen östlichen und einen westlichen Bauabschnitt zu unterscheiden, wobei die Firma Keller am letzteren beteiligt ist.

Der Entwurf des Al Raha Projekts wurde mehrfach in der Größe geändert, und so vergrößerte sich die Fläche des westlichen Bauabschnitts von ursprünglich 1,200,000 m² nun auf etwa 3,000,000 m².



Bild 1: Luftbild des "Al Raha Beach Development"

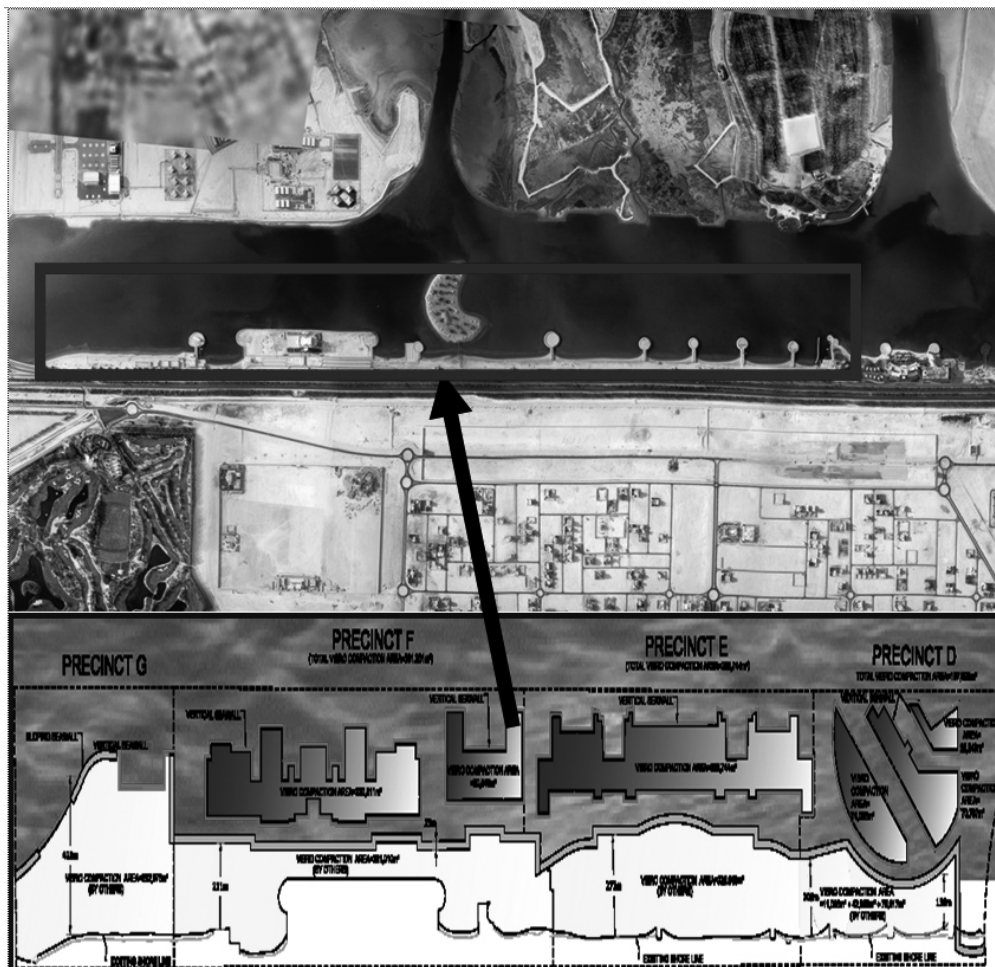


Bild 2: Ausschnitt des "Al Raha Beach Development" mit Bauabschnitten (precinct)

Für die neue Küstenlinie und die Begrenzung der Inseln war ausgeschrieben zuerst einen Damm zu schütten, welcher sich sowohl unter Wasser als auch wenige Meter über Wasser befinden sollte. Im Kern dieses Dammes sollte dann eine Schlitzwand hergestellt werden, die auf der Wasserseite nach dem Aushärten der Schlitzwand zum Teil wieder entfernt werden sollte.

Alternativ wäre auch ein 4-11 Meter tiefer Bodenaustausch des wenig tragfähigen Meeresbodens möglich gewesen. Beide Vorschläge wurden jedoch im westlichen Bauabschnitt mit der im Folgenden dargestellten wirtschaftlicheren Variante ersetzt.

2 Bauaufgabe und Anforderungen

In Zusammenarbeit mit der Overseas-AST und Murray+Roberts JV hat die Firma Keller den Sondervorschlag für die Baugrundverbesserung erarbeitet. Er bestand darin, als Begrenzung der Inseln und der Küstenlinie Winkelstützmauern zu verwenden, die auf mit Rüttelstopfverdichtung verbessertem Boden gegründet sind, siehe Bild 3. Innerhalb der Winkelstützmauern ist vorgesehen, Sand aufzuspülen und diesen mit dem Rütteldruckverfahren mittels Tiefenrüttler zu verbessern.



Bild 3: Hergestellte Winkelstützmauern im Meer und Aufspülung des Sandes innerhalb der Winkelstützmauern

Im Einzelnen waren die folgenden Aufgaben zu bewältigen:

2.1 Rüttelstopfverdichtung für die Gründung von Winkelstützmauern im Meer

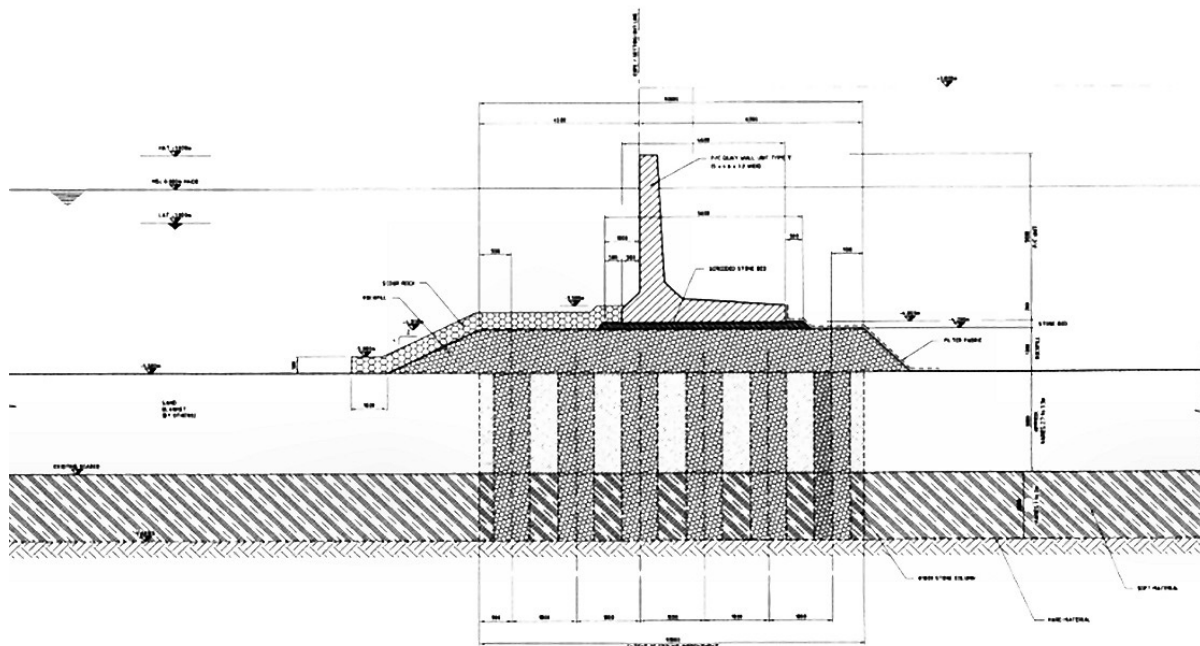


Bild. 4: Entwurfsschnitt mit Winkelstützmauer und Rüttelstopfsäulen

Um das neu gewonnene Land zu schützen, wurden bis zu 6 m hohe Fertigbetonteile als Winkelstützmauern aufgestellt, siehe Bild 4. Schottersäulen wurden beginnend ca. 6 m unterhalb des Wasserspiegels mit Säulenlängen zwischen 4 m und 11 m hergestellt.

Die folgenden Anforderungen mussten erfüllt werden:

- Vermeidung eines Geländebruchs während eines Erdbebens
- Tragfähigkeit von 150 kPa
- Begrenzung der bleibenden Setzungen in den ersten 2 Jahren auf 30 mm und langfristig (20 Jahre) auf max. 100 mm.

Insgesamt umfassten die Arbeiten im Meer Winkelstützmauern mit einer Länge von 16,5 km und einer Länge der Schottersäulen von ca. 250.000 m. Dazu wurden 2 S-Tiefenrüttler verwendet, wobei jeder von einem eigenen Ponton aus arbeitete.

Die Arbeiten aller am Bau beteiligten Firmen umfassten die folgenden Hauptarbeitsschritte. Nach einer Vermessung der Meeresbodenoberfläche wurden Drucksondierungen vor Säulenherstellung zur Ermittlung der Steifigkeit des ursprünglichen Bodens ausgeführt. Danach wurden Setzungsmessplatten installiert um die Setzungen des Meeresbodens zu überwachen.

Als nächster Schritt wurde mit Klappschuten eine Schotterschüttung auf dem Meeresboden in Form eines Teppichs hergestellt. Die Höhe wurde so gewählt, dass genug Schotter für den Einbau von Rüttelstopfsäulen zur Verfügung stand. Besonders zu berücksichtigen ist hierbei,

dass nicht das ganze Schottervolumen für die Rüttelstopfsäulen zur Verfügung steht, sondern ein gewisser Teil in Form von Schotterkegeln auf dem Meeresboden verbleibt.

Um überall das gleiche Höhenniveau des Schotters herzustellen, erfolgte ein Höhenausgleich mit einem Langarmbagger. Dann folgte die Bodenverbesserung mit Rüttelstopfsäulen nach DIN EN 14731 und ein erneuter Höhenausgleich mit dem Langarmbagger.

Zur Qualitätskontrolle und zur Überprüfung einer möglichen Verbesserung des Bodens zwischen den Säulen wurden Drucksondierungen nach der Säulenherstellung ausgeführt. Als letzter Schritt wurden fünf große Lastversuche im Meer durchgeführt, über die im nächsten Abschnitt berichtet wird. Da dieser Sondervorschlag sehr erfolgreich und wirtschaftlich ausgeführt werden konnte, folgten seither drei weitere Baustellen der gleichen Art in Abu Dhabi.

2.2 Probelastung im Meer

Probelastungen von Schottersäulen im Meer wurden nach dem Wissensstand der Autoren weltweit erstmals durchgeführt. Bei den Probelastungen wurde eine Totlast verwendet, da es viel zu aufwändig gewesen wäre, Anker im Meer herzustellen. Große Betonblöcke wurden zu diesem Zweck übereinander gestapelt, siehe Bild 5. Von einem Vermessungsturm neben der Probelastung wurden die Setzungen überwacht. Eine Schwierigkeit bei der Auswertung war der schwankende Wasserspiegel und damit die Änderung der Last durch den wechselnden Auftrieb. Kriechverformungen konnten deshalb nur näherungsweise ausgewertet werden.



Bild 5: Die Totlast der Probelastung und der Vermessungsturm im Hintergrund

In dieser Veröffentlichung wurde ein repräsentativer Lasttest ausgewählt. Bei einer Gebrauchslast von 150 kPa ergab sich eine Setzung von 29 mm und bei der Prüflast von 205 kPa eine Setzung von 42 mm, siehe Bild 6. Die Last-Setzungskurve ist in etwa linear, was anzeigt, dass die gewählten Lasten noch weit unter der Grundbruchlast liegen. Maßgebend war, wie fast immer bei Bodenverbesserungsarbeiten, nicht der Grenzzustand der Tragfähigkeit sondern die Gebrauchstauglichkeit. Der vorgegebene Grenzwert wurde bei allen fünf großen Probelastungen im Meer eingehalten.

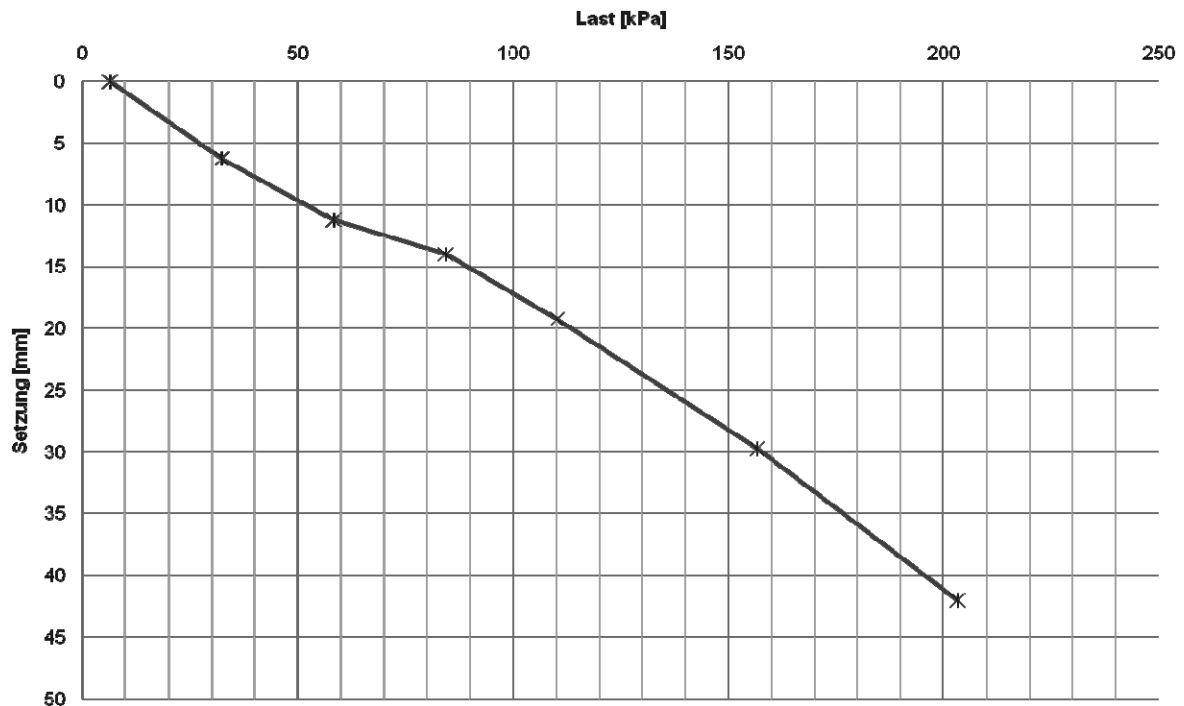


Bild 6: Last-Setzungskurve der Probelastung

2.3 Rütteldruckverdichtung

Zum Zweck der Bodenverbesserung wurde eine Rütteldruckverdichtung des neu gewonnenen Landes, und zwar sowohl der künstlichen Inseln als auch der Küstenflächenerweiterung vorgesehen. Die Rütteldruckverdichtung wurde zur Verdichtung der locker gelagerten Auffüllung in Tiefen von 5 m bis 17 m eingesetzt.

Die folgenden Anforderungen mussten erfüllt werden:

- Minimale relative Dichte von 60%
- Verhinderung einer Bodenverflüssigung während eines Erdbebens mit einer Erdbebenbeschleunigung von $a = 0,115 g$.
- Tragfähigkeit des Bodens von 150 kPa.



Bild 7: Rütteldruckverdichtung mit Tiefenrüttler in Tandemkonfiguration

Die Arbeiten an Land umfassten eine Landgewinnungsfläche der Inseln von 1,0 Mio. m² mit einem Bodenvolumen der Inseln von 13,9 Mio. m³. Die Landgewinnungsfläche vor der ehemaligen Küstenlinie betrug 2,1 Mio. m² mit einem Bodenvolumen vor der Küste von 28,1 Mio. m³. Es wurden bis zu 10 S-Tiefenrüttler mit Tandemkonfiguration (Bild 7), also immer zwei Tiefenrüttler an einem Kran, verwendet. Dieses ist bei geringen Verbesserungstiefen möglich, wenn eine Traverse benutzt wird. Insgesamt kamen bis zu 70 Arbeiter im 2-Schichtbetrieb an 6 Tagen in der Woche zum Einsatz.

Verzeichnis der Autoren

Dipl.-Ing. Benjamin Aulbach	RWTH Aachen Geotechnik im Bauwesen	Mies-van-der-Rohe-Str. 1 52074 Aachen aulbach@geotechnik.rwth-aachen.de
Dipl.-Ing. Roberto Cudmani	Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH	Gustav-Nachtigal-Str. 3 65189 Wiesbaden roberto.cudmani@civil.bilfinger.de
Dipl.-Ing. Achim Dohmen	Zürich Gruppe Deutschland Global Corporate Germany / Claims Center TV	Solmsstraße 27 - 37 60252 Frankfurt achim.dohmen@zurich.com
Dipl.-Ing. Eva Dornecker	Bundesanstalt für Wasserbau	Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe eva.dornecker@baw.de
Dr.-Ing. Jochen Fillibeck	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstraße 7 81245 München j.fillibeck@bv.tum.de
Dipl.-Ing. Guido Freytag	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach g.freytag@kellergrundbau.com
Dipl.-Ing. (FH) Jörg Hagen	Münchner Stadtentwässerung MSE-12 Betonkanäle und Becken	Friedenstraße 40 81671 München joerg.hagen@muenchen.de
Dr.-Ing. Markus Herten	Bundesanstalt für Wasserbau Geotechnik	Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe markus.herten@baw.de
Dr. Frank Huppert	Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH Major Projects	Gustav-Nachtigal-Str. 3 65189 Wiesbaden fhup@bilfinger.de
Dipl.-Ing. Roland Jörger	Bilfinger Berger Ingenieurbau GmbH Major Projects	Gustav-Nachtigal-Str. 3 65189 Wiesbaden roland.joerger@civil.bilfinger.de
Dipl.-Ing. Tammo Köhler	Keller Grundbau GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach t.koehler@kellergrundbau.com
Dipl.-Ing. Siegfried Nagelsdiek	Ed. Züblin AG Technisches Büro Tiefbau	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart siegfried.nagelsdiek@zueblin.de

Prof. Dr.-Ing. E.h., M.Sc. Manfred Nußbaumer	Ed. Züblin AG	Max-Lang- Straße 54/3 70771 Leinfelden Manfred.Nussbaumer@Zueblin.de
Prof. Dr.-Ing. Eugen Perau	Universität Duisburg Essen Fachgebiet Geotechnik	Universitätsstraße 15 45117 Essen eugen.perau@uni-due.de
Prof. Dr. Peter Rutschmann	Technische Universität München Lehrstuhl für Wasserbau und Wasserwirtschaft	Arcisstraße 21 80333 München p.rutschmann@bv.tum.de
Dr.-Ing. Stefan Schmitz	Bauer Spezialtiefbau GmbH Bautechnik	Wittelsbacherstraße 5 86529 Schrobenhausen stefan.schmitz@bauer.de
Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz	Bauer Spezialtiefbau GmbH Bautechnik	Postfach 1260 86529 Schrobenhausen wolfgang.schwarz@bauer.de
Dr.-Ing. Ulrich Trunk	Keller Holding GmbH Bautechnische Risikoanaly- se+Contr.	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach U.Trunk@Kellerholding.com
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstraße 7 81245 München vogt@bv.tum.de
Dr.-Ing. Thomas Voigt	Ed. Züblin AG Technisches Büro Tiefbau	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart Thomas.Voigt@Zueblin.de
Dr.-Ing. Christian Wawrzyniak	CDM Consult GmbH Geotechnik	Motorstr. 5 70499 Stuttgart christian.wawrzyniak@cdm-ag.de
Dr.-Ing. Jimmy Wehr	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach j.wehr@kellerholding.com
Dipl.-Ing. Katja Werth	BBG Bauberatung Geokunst- stoffe GmbH & Co. KG	Postfach 3025 32332 Espelkamp-Fiestel kwerth@bbgeo.com
Prof. Dr.-Ing. Karl Josef Witt	Bauhaus-Universität Weimar Fakultät Bauingenieurwesen	Coudraystraße 11c 99421 Weimar kj.witt@uni-weimar.de

Dr.-Ing.
Robert-Balthasar
Wudtke

Bauhaus-Universität Weimar
Fakultät Bauingenieurwesen

Coudraystraße 11c
99423 Weimar

robert-balthasar.wudtk e@uni-
weimar.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing.
Martin Ziegler

RWTH Aachen
Geotechnik im Bauwesen

Mies-van-der-Rohe-Str. 1
52074 Aachen

ziegler@geotechnik.rwth-aachen.de

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

Schriftenreihe

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

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

Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002
Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamts 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 38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft 39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft 40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft 41	Iringartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft 42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft 43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft 44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft 45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft 46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010

