

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 38

**Beiträge zum
5. Geotechnik-Tag in München
Geotechnik beim Verkehrswegebau**

24.02.2006

München 2006

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Einsatz der Tiefreichenden Bodenstabilisierung im Verkehrswegebau für Baugrundverbesserung und Gründungen	3
<i>Dr.-Ing. Ulrich Trunk, Keller Holding GmbH, Offenbach</i>	
Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen	29
<i>Dr.-Ing. Tilman Holfelder, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
<i>BDir Dr.-Ing. Jan Kayser, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
Aktuelle Bauverfahren im Verkehrswegebau über Weichschichten am Beispiel der BAB A 20 (Ostseeautobahn)	45
<i>Dipl.-Ing. Jörg Martini, Josef Möbius Bau-Aktiengesellschaft, Hamburg</i>	
Schildvortrieb unter der Kölner Altstadt Kompensationsinjektion als Gebäudesicherung im Zuge des Baus der Nord-Süd Stadtbahn	55
<i>Dipl.-Ing. Joachim Meier, Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau, Gst. Rhein Ruhr (Köln), Bohr- u. Injektionstechnik, Abschnittsbauleitung</i>	
<i>Dipl.-Ing. (FH) Christof Maier, Ed. Züblin AG, Technisches Büro Tiefbau, Stuttgart, Injektionsprogramm Sofia</i>	
RandstadRail Rotterdam, Schlitzwandbaugrube Statenweg Messtechnische Überwachung und numerische Simulation der Herstellung einer Schlitzwand	83
<i>Dipl.-Ing. H. P. Neher, Dipl.-Ing. A. Lächler, Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Technisches Büro Tiefbau</i>	
Der abweichende Baugrund als einkalkuliertes Preiskorrektiv im Tunnelbau	105
<i>Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke, Beratender Ingenieur für Felsmechanik und Tunnelbau, Ettlingen</i>	
Stützdruckberechnung beim Hydroschildvortrieb Stand der Technik, dargestellt am City-Tunnel-Leipzig	117
<i>Dr.-Ing. J. Schwarz, Dipl.-Ing. J. Schmidt, DYWIDAG Bau GmbH, München</i>	
<i>Dipl.-Ing. R. Maidl, Dr.-Ing. D. Handke, IMM, Bochum</i>	

Messungen und deren Wertung beim Bau der U3 Nord, Los 1 in München	137
<i>Dr.-Ing. Jochen Fillibeck, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München</i>	
<i>Dipl.-Ing. Martin Wohlketzetter, Baureferat Hauptabteilung U-Bahn-Bau der Landeshauptstadt München</i>	
<i>Dipl.-Ing. Werner Hofer, Max Bögl GmbH & Co KG</i>	
Anwendung der Bodenvereisung zur Unterfahrung des Hauptbahnhofes beim Bau des City-Tunnels Leipzig	149
<i>Dipl.-Ing. Helmut Haß, CDM Consult GmbH, Bochum</i>	
<i>Dipl.-Ing. Winfried Glitsch, Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und bau GmbH, Berlin</i>	
Die neue Unterinntalbahn	161
Erfahrungen mit Maßnahmen zur Bodenverbesserung	
<i>Dipl.-Ing. Johann Herdina, Brenner Eisenbahn GmbH</i>	
Zweite S-Bahn-Stammstrecke München mit dem tief liegenden Haltepunkt Marienhof	169
<i>Dipl.-Ing. A. Scheller, DB-Projektbau GmbH, Projektzentrum München 2</i>	
<i>Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München</i>	
<i>Dipl.-Ing. G. Pelz, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München</i>	
Tunnel Westtangente Freising – Geotechnische Grundlagen und bautechnische Lösungen	185
<i>Dr.-Ing. Wolfgang Rauscher, Ingenieurbüro EDR GmbH</i>	
<i>Dipl.-Ing. (FH) Marcus Weber, Ingenieurbüro EDR GmbH</i>	
<i>Dipl.-Ing. (FH) Franz Piller, Stadt Freising</i>	
Øresund Link Project – the Danish/Swedish Link - a successful traffic connection	191
<i>Prof. Dr.-Ing. Jørgen S. Steenfelt, COWI A/S, Kongens Lyngby, Denmark</i>	
Die Bedeutung von Fachplanern und Sachverständigen in der Geotechnik	203
<i>Dr.-Ing. Franz–Reinhard Ruppert, Beratender Ingenieur für Geotechnik, Braunschweig</i>	
<i>Dr.-Ing. Bernd Schuppener, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe</i>	
Verzeichnis der Autoren	215
Verzeichnis der Schriftenreihe	219

Vorwort des Herausgebers

Die Erweiterung und Verbesserung der Verkehrs-Infrastruktur ist eine zentrale Aufgabe der Bauingenieure in unserer Gesellschaft. Das selbst beim aktuellen mäßigen Wirtschaftswachstum steigende Verkehrsaufkommen aufgrund zunehmender Mobilität, erhöhte Anforderungen an Sicherheit, Geschwindigkeit und Komfort im Personen- und Warenverkehr und allein auch der nagende Zahn der Zeit am Bestand bedingen einen großen Bedarf beim Verkehrswegebau, dem unsere Gesellschaft derzeit nicht in ausreichendem Umfang nachkommt. Hoffentlich werden in den nächsten Jahren wieder mehr Mittel verfügbar sein, um Schritt zu halten und aufzuholen.

Bei allen dafür erforderlichen Baumaßnahmen ist die Geotechnik in besonderem Umfang gefordert, bei Ausbau und Sicherung der Wasserstraßen ebenso wie bei Bahnstrecken im Nah- und Fernverkehr und bei Straßen. Das gilt in besonderem Umfang dort, wo aus Platzgründen und um Auswirkungen in der Umgebung und Umwelt zu minimieren, unterirdisch gebaut werden muss. Das Generalthema des 5. Geotechnik-Tages in München "Geotechnik beim Verkehrswegebau" am 24.02.2006, dessen Beiträge in diesem Heft wiedergegeben sind, bot daher ein weites Feld für Präsentationen über aktuelle geotechnische Herausforderungen.

Die in diesem Heft wiedergegebenen Beiträge zeigen anhand aktueller und geplanter Baumaßnahmen einen Ausschnitt der Bandbreite geotechnischer Aufgaben und Lösungen beim europäischen Verkehrswegebau. Sie bieten den Lesern einen Einblick in interessante aktuelle Projekte.

Am Ende des Heftes findet sich außerdem die Schriftfassung eines Vortrages zur Bedeutung von Fachplanern und Sachverständigen in der Geotechnik, der anlässlich des Geotechnik-Seminares am 28.10.2005 zu Ehren des 80. Geburtstages von Herrn Dipl.-Ing. Paul von Soos in München gehalten wurde.

München, im Juli 2006, Norbert Vogt

Einsatz der Tiefreichenden Bodenstabilisierung im Verkehrswegebau für Baugrundverbesserung und Gründungen

Dr.-Ing. Ulrich Trunk
Keller Holding GmbH, Offenbach
M. Topolnicki, prof. dr hab. inz.,
Gdańsk University of Technology & Keller Polska Sp. z o.o.

1 Einleitung

Die „Tiefreichende Bodenstabilisierung“, auch „Tiefe Bodenvermörtelung“ oder im englischen Sprachraum „Deep Soil Mixing (DSM)“ genannt, kommt bei unterschiedlichsten Bauaufgaben an Land und unter Wasser/auf See zum Einsatz, wie z.B. zur Verbesserung weicher Böden, als Baugrubenumschließungswand, auch bewehrt, als Schwergewichtskörper, zur Reduzierung der Verflüssigungsgefahr, zur Immobilisation von Schadstoffen als Tauch- und Dichtwand.

Vorwiegend erfolgt die Bodenstabilisierung mit säulenartigen Elementen. Der anstehende und zu verbessernde Boden wird im Trocken- oder Nassverfahren mit Bindemittel durchmischt. Vorwiegend werden Zement und Kalk eingesetzt, daneben auch Flugaschen, andere Aschen, Gips und Mischungen aus den genannten Produkten.

Das Bindemittel reagiert mit dem anstehenden Boden oder Grundwasser. Der verbesserte Boden weist in der Regel eine höhere Scherfestigkeit, eine geringere Durchlässigkeit und eine geringere Verformbarkeit bzw. höhere Steifigkeit als der unverbesserte Boden auf.

Man unterscheidet zwischen der oberflächennahen Bodenverbesserung, im englischen als „Shallow Mixing Method (SMM)“ bezeichnet, und der tiefen Bodenvermörtelung oder „Deep Mixing Method (DMM)“. Bei der oberflächennahen Methode wird der anstehende Boden oberflächennah in Mächtigkeiten von ca. 1-3 m meist als Massenstabilisierung sehr weicher Böden, Ablagerungen oder Auffüllungen komplett durchmischt.

In Abhängigkeit von den anstehenden Böden, den klimatischen Bedingungen, den Verbesserungszielen und örtlich geprägten Erfahrungen wurden für die jeweilige Methoden unterschiedliche Mischwerkzeuge, Trägergeräte und Herstellabfolgen entwickelt, die im Folgenden dargestellt und erläutert werden.

2 Verfahrensübersicht und –unterscheidung

In der europäischen Norm DIN EN 14579:2005-07 von Juli 2005 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau)“ werden das Trockenmischverfahren und das Nassmischverfahren sowie deren Anwendungen behandelt.

Die Verfahren haben folgende Merkmale und Gemeinsamkeiten:

- Mischung durch rotierende mechanische Mischwerkzeuge, wobei die horizontale Stützung durch den umgebenden Boden nicht beseitigt wird, um Spannungsänderungen im Boden zu vermeiden oder auf ein Minimum zu beschränken,
- Behandlung des Bodens bis in eine Tiefe von mindestens 3 m,
- unterschiedliche Geometrien und Anordnungen, bestehend aus einzelnen Säulen, Mehrfachelementen, Rastern, Blöcken, Wänden oder Kombinationen von mehr als einer Einzelsäule, überschritten oder allein stehend,
- Behandlung von gewachsenem Boden, Auffüllungen, Müllablagerungen und Schlämmen usw.,
- andere Bodenverbesserungsverfahren, die ähnliche Techniken verwenden.

Die verschiedenen Methoden können nach dem abgebildeten Schema (Bild 1) klassifiziert werden.

Klassifizierung der versch. Methoden

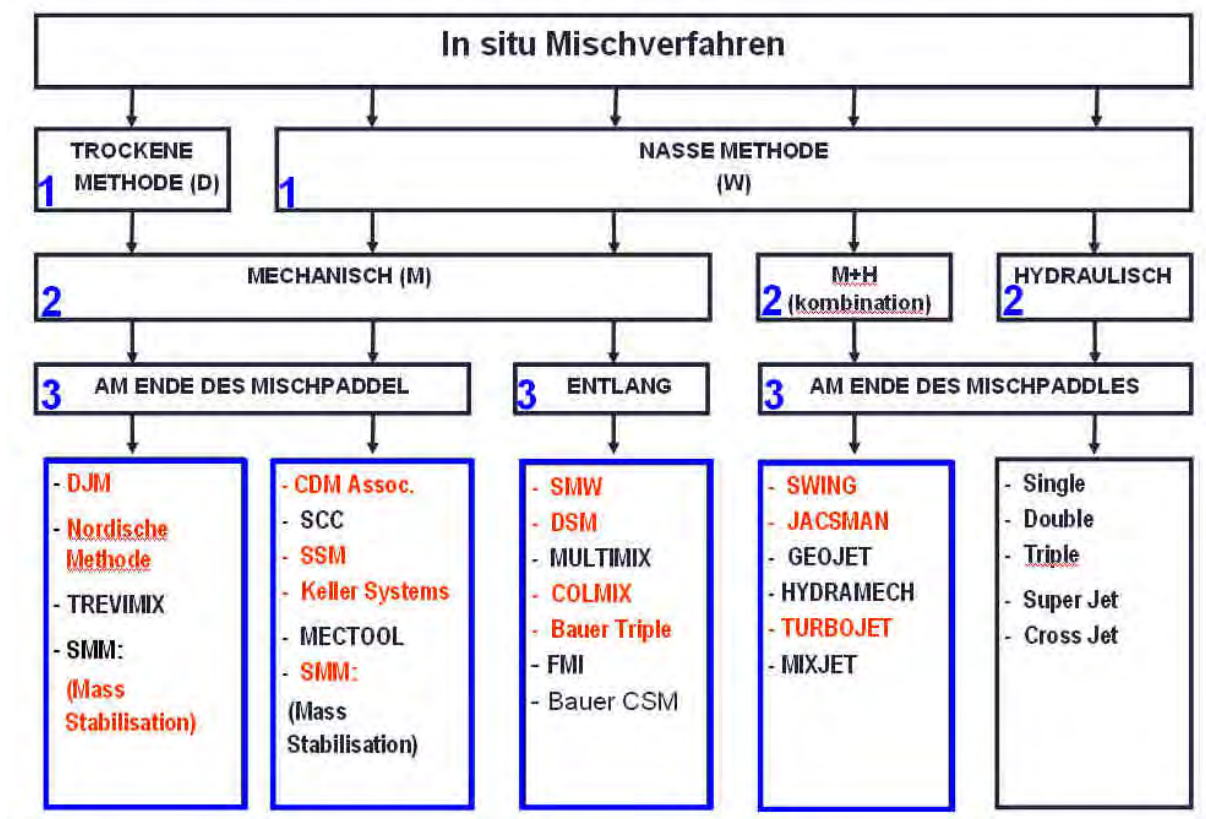


Bild 1: Klassifizierung der verschiedenen Methoden

Es wird zunächst nach der Art der Einbringung des Bindemittels (Ziffer 1 in Bild 1), nasse oder trockene Methode, unterschieden.

Beim Trockenmischverfahren wird das Bindemittel, i.d.R. reiner Zement und Zement-Kalk-Gemische, mit Hilfe von Luft in den Boden eingebracht. Dies ist bei Böden mit hohem Wassergehalt vorteilhaft, ferner für das Arbeiten bei Frosttemperaturen, die in einigen Regionen, z.B. Skandinavien, sehr langanhaltend sein können.

Beim Nassmischverfahren wird das Bindemittel durch das Vermischen des Bodens mit einer Suspension eingebracht.

Bei den Verfahren (Ziffer 2 in Bild 1) wird danach unterschieden, ob die Durchmischung des Bodens allein mechanisch erfolgt, durch eine Kombination von mechanischer und hydraulischer Durchmischung oder allein durch hydraulische Durchmischung wie beim Düsenstrahlverfahren, das nach seiner Wirkungsweise zu den Methoden der tiefreichenden Bodenstabilisierung oder „Deep Mixing Method“ gezählt werden kann.

Die Verfahren werden dann nach der Art und Lage des Mischwerkzeugs unterschieden (Ziffer 3 Bild 1). Einige dieser genannten Methoden, häufig sind die jeweiligen Firmen- oder Herstellbezeichnungen aufgeführt, werden nachfolgend vorgestellt und erläutert.

3 Grad der Baugrundverbesserung und behandeltes Bodenvolumen

Der Grad der Baugrundverbesserung wird i.d.R. über das behandelte Volumen gesteuert und nicht über eine ggf. höhere Festigkeit des einzelnen Baugrundverbesserungselements. Dies führt zu einem pfahlähnlichen Tragverhalten der Einzelelemente, bei nur geringer oder nicht mehr vorhandener mittragender Wirkung des vorhandenen Baugrunds. Ferner können zu hohe Festigkeiten des Einzelelements zu einer Überlastung und folglich Bruch infolge Lastkonzentration, zum Knicken der Elemente und zu Grundbrucherscheinungen und unzulässig großen Verformungen bei der Lasteintragung in den tragfähigeren Untergrund führen.

Die auf Grund der Inhomogenität und Heterogenität des anstehenden Baugrunds unvermeidlichen Schwankungen der Festigkeits- und Verformungseigenschaften des behandelten Bodens werden ebenfalls über das behandelte Volumen berücksichtigt und im erforderlichen Maß ausgeglichen.

Das Verfahren der tiefreichenden Baugrundverbesserung wird vor allem in Skandinavien, Asien und Amerika ausgeführt, dort auch bei sehr gering tragfähigen Böden und Ablagerungen, die in Deutschland nicht angetroffen werden.

4 Herstellung eines Baugrundverbesserungselements

Wie bei fast allen Methoden, außer bei Fräsen wie z.B. von Sidla-Schönberger, Bauer oder Swing, wird der Boden mit einem Werkzeug, das am unteren Ende eines Gestänges befestigt ist oder einer durchgehenden Schnecke oder auch nur Schneckenabschnitten im unteren Bereich rotationsförmig durchmischt (Bild 2).

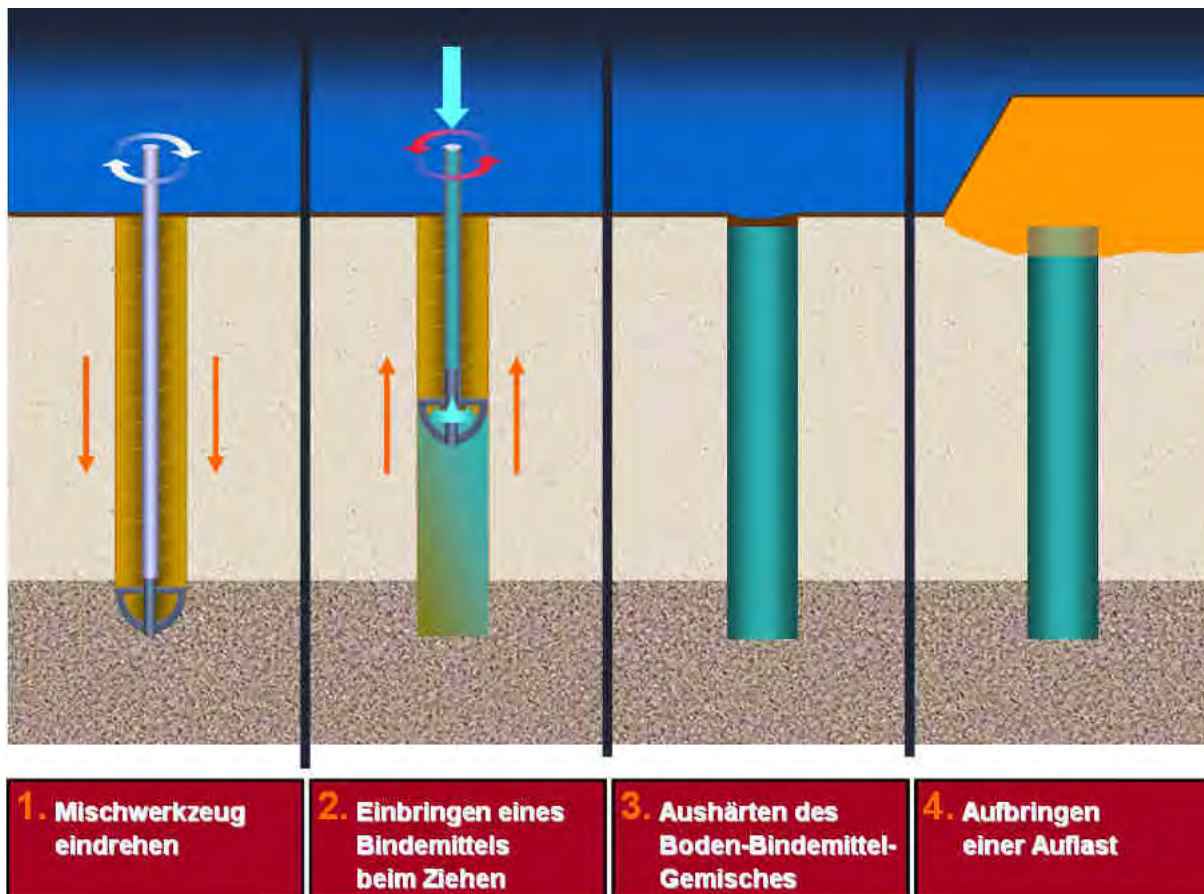


Bild 2: Herstellvorgang eines Baugrundverbesserungselements

Zunächst wird das Werkzeug eingefahren und der Boden zum ersten Mal durchmischt. In der Regel wird beim rotierenden Zurückziehen des Werkzeugs das Bindemittel eingebracht. Der säulenförmige Bodenverbesserungskörper bindet ab, weitere Körper werden hergestellt.

Um den anstehenden Boden und seine Struktur aufzulösen und den gelösten Boden mit dem einzubringenden Bindemittel möglichst homogen zu durchmischen, sind Bewegungen des Mischwerkzeugs erforderlich, die Scherverformungen im Boden erzeugen. Diese werden durch schnelles Drehen der messerartigen und z.T. gegeneinander drehenden Paddel oder Flügel erzeugt. Die Messer, Paddel oder Flügel sind dann je nach Boden mit Zähnen, Schneiden o.Ä. besetzt. Eine Anpassung an die jeweiligen Baugrundverhältnisse ist erforderlich.

4.1 Das trockene Verfahren

Durch den Einbau des Bindemittels in trockener und pulvriger Form wird in den anstehenden Boden, der i.d.R. bereits einen hohen Wassergehalt aufweist, mit dem Bindemittel nicht noch weiteres Wasser eingebracht. Die Methode wird häufig auch als die nordische Methode bezeichnet. Die Methode ist auch bei Temperaturen unter Null Grad Celsius gut ausführbar, bei Suspensionen setzt die Natur des Wassers hier Grenzen (Bild 3).

In Bild 3a ist ein Trägergerät zu sehen, das sich durch möglichst geringes Gewicht, ausreichende Mäklerrhöhe und breites Kettenfahrwerk auszeichnet, in Bild 3b ist das untere Mäklerstück mit dem Antrieb und dem Werkzeug dargestellt.



Bild 3a: Trägergerät mit Mäkler und Mischgerät



Bild 3b: Detail Mäkler und Antrieb

Die Bilder 3c-3e zeigen unterschiedliche, dem jeweiligen Baugrund angepasste Werkzeuge für die trockene Methode, Bild 3c das Standardwerkzeug, Bild 3e ein Werkzeug speziell für torfige Böden.



Bild 3c: Standard-Mischwerkzeug



Bild 3d: Mischwerkzeug



Bild 3e: Mischwerkzeug für torfige Böden

Die Bilder 4a-4d zeigen ein Mäklergerät für größere Tiefen als das Gerät in Bild 3a, mit einem Doppelpaddel mit mehreren messerartigen Blättern.



Bild 4a: Mäklergerät mit Doppelpaddel für größere Tiefen (DJM Association Japan)



Bild 4b: Detail Doppelpaddel mit gegen einander rotierenden Paddeln



Bild 4c: Detail Mischwerkzeug mit Zahnbesatz, Spitze und Bindemittelauslass

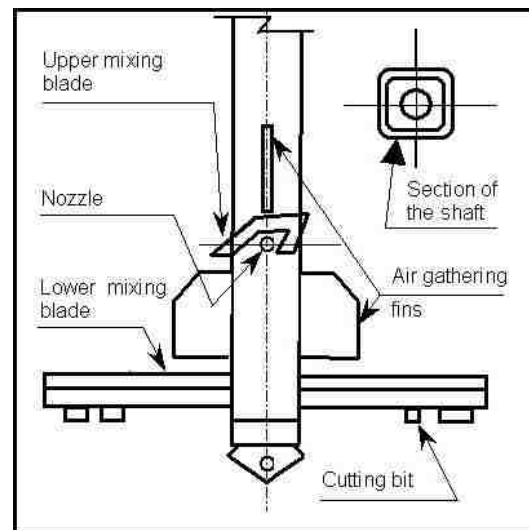


Bild 4d: Schnittzeichnung Paddel

Bei sehr geringer Tragfähigkeit des anstehenden Bodens im oberen Bereich, d.h. bis in wenige Meter Tiefe, häufig bei Torfen, kann eine 100%-ige Durchmischung des anstehenden Bodens erforderlich werden. Bei der in den Bildern 5a-5c dargestellten Methode wird der Boden mit einem quirlartigen Werkzeug zunächst in einer Auf-Ab-Bewegung vertikal durchmischt, anschließend in horizontaler Richtung mit einer Mischwalze. Häufig ist diese Art der Baugrundverbesserung zur Schaffung der Befahrbarkeit Voraussetzung für die Durchführung weiterer Baugrundverbesserungs- oder Gründungsarbeiten. Die Blockstabilisierung

kann mit anderen Methoden kombiniert werden (s. hierzu auch die Ausführungsbeispiele im Folgenden).

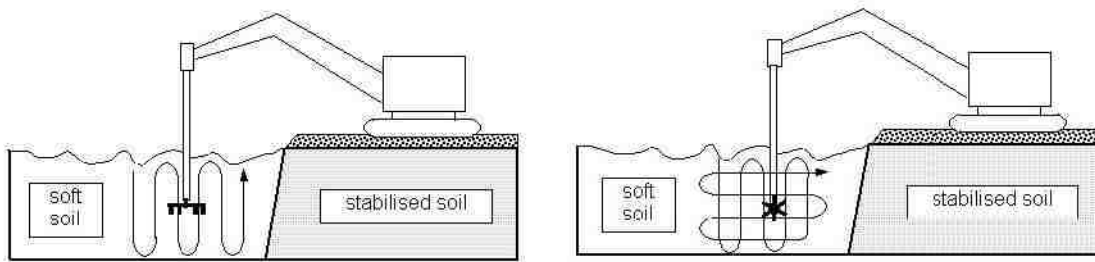


Bild 5a: Darstellung des Mischvorgangs in vertikaler sowie vertikaler und horizontaler Richtung



Bild 5b: Gerät zur Blockstabilisierung



Bild 5c: Mischwerkzeug für die vertikale Durchmischung

4.2 Die nassen Verfahren

Je nach Bodenarten, der Aufgabenstellung und Ziel der Baugrundverbesserung und den örtlichen Erfahrungen mit den vorhandenen Baugrundverhältnissen haben sich verschiedene Verfahren mit unterschiedlichen Werkzeugen, Mischtechniken und möglichen Behandlungstiefen entwickelt. Die Durchmischung erfolgt wie bei der trockenen Methode mit rotierenden Werkzeugen, Einfach-, Doppel-, Dreifach- und auch Vierfachpaddel. Die Zugabe der Suspension erfolgt je nach Methode beim Einfahren, beim Ausfahren oder beim Ein- und Ausfahren des Werkzeugs.

Die Bandbreite und Unterschiede der einzelnen Mischwerkzeuge, der zum Einsatz kommenden Durchmesser und Methoden veranschaulichen die Bilder 6-12.

Von Keller Grundbau wurden in Europa Werkzeuge für Einzelsäulen oder Einfachpaddel von 0,8-1,2 m entwickelt (Bild 6a und 6b) und Doppelpaddel mit 0,7-1,0 m (Bild 6c und 6d).



Bild 6a: Einfachpaddel Ø 0,8-1,0m



Bild 6b: Einfachpaddel Ø 1,2m



Bild 6c: Doppelpaddel Ø 2 x 0,7m

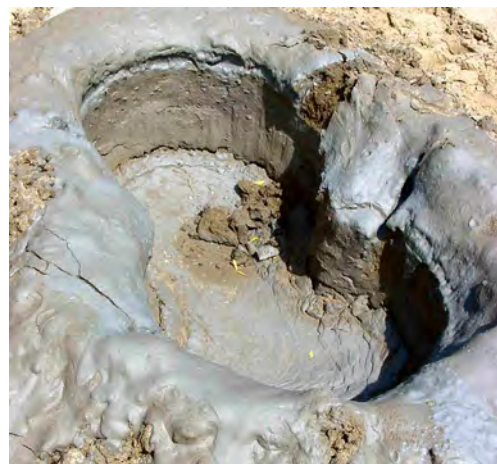


Bild 6d: Fertige Säulen

Die Bilder 7a und 7b zeigen ein Mischwerkzeug mit Durchmesser 2,4 m.



Bild 7a: Mischwerkzeug Ø 2,4 m und Mäklergerät, Keller USA



Bild 7b: Mischbalken mit nach unten gerichteten Suspensionsdüsen

Um auch bei großen Durchmessern einen gleichmäßigen Suspensionseintrag zu erhalten, wird die Suspension über im Mischbalken angeordnete Düsen nach unten in den Baugrund eingebracht.

Die Baugrundverbesserung ist teilweise Voraussetzung für die Ausführung weiterer Spezialtiefbauarbeiten, wenn die Errichtung allein einer Arbeitsebene nicht mehr ausreichend ist.



Bild 8a: Mäklergerät und Doppelpaddel Ø 2 x 1,0m CDM Standard (CDM Association, Japan)



Bild 8b: Detail Paddel mit gegenseitig rotierenden Messern und Flügeln (CDM Association, Japan)

Bei dem Verfahren der CDM Association, Cement Deep Mixing, Japan, wird durch die Anzahl der Messer oder Flügel eine gute Durchmischung des Bodens erreicht. Es werden

Doppelpaddel mit 1,0 m Durchmesser sowie 1,5 m Durchmesser und Vierfachpaddel mit 1,0 m Durchmesser eingesetzt (Bilder 8a und 8b, sowie Bilder 9a-9c).



Bild 9a: Vierfachpaddel CDM Association



*Bild 9b: Freigelegte Vierfachsäulengruppe
CDM Association*



Bild 9c: Doppelpaddel CDM Association

Die Bilder 10a und 10b zeigen ein Dreifachpaddel der Firma SMW Seiko (Japan und USA) mit 1,5 m Durchmesser, die Bilder 11a und 11b ein Vierfachpaddel in Reihe mit je 0,9 m Durchmesser von Geo-Con (USA).



*Bild 10a: Dreifachpaddel SWM Seiko
Ø 3 x 1,5m*



Bild 10b: Detail Paddel Fußausbildung



*Bild 11a: Vierfachpaddel Geo-Con USA
Ø 4 x 1,0m*

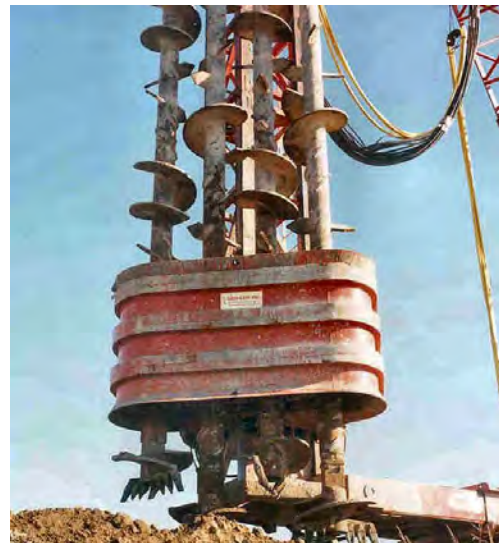


Bild 11b: Detail Paddel Fußausbildung

Bei den Werkzeugen der Bilder 12a und 12b werden zum Mischen Schnecken, über die gesamte Länge oder über eine Teillänge, eingesetzt. Die Verfahren eignen sich auch für die Herstellung von Verbauwänden, wobei einzelne Säulen bewehrt werden können.



*Bild 12a: Mehrfachschnecken Ø 4 x 0,5m
Colmix (Frankreich)*



*Bild 12b: Dreifachschnecke MIP Ø 3 x 0,37m
Bauer (Deutschland)*

Bei den nachfolgend gezeigten Verfahren wird die mechanische Durchmischung des Bodens hydraulisch unterstützt oder ergänzt. Zu unterscheiden ist hierbei zwischen Verfahren, bei denen der Suspensionsstrahl rein zur Verbesserung der Durchmischung ohne Durchmesser- oder Reichweitenvergrößerung über den mechanisch erzielten hinaus eingesetzt wird und solchen, bei denen der Düsenstrahl zu einer Vergrößerung des hergestellten Elementes eingesetzt wird. Der Suspensionseintrag erfolgt je nach Verfahren mit unterschiedlichen Mengen und Pumpendrücken.

In den Bildern 13a bis 13c ist das Swing-Verfahren (Japan) dargestellt. Mit einem ausklappbaren Schwert werden wandartige Elemente hergestellt. Die Reichweite wird durch den am Schwertrand austretenden Düsenstrahl vergrößert.

•

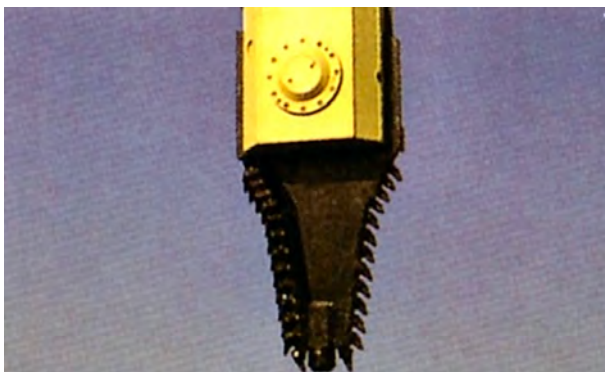


Bild 13a: Schwert beim Einfahren

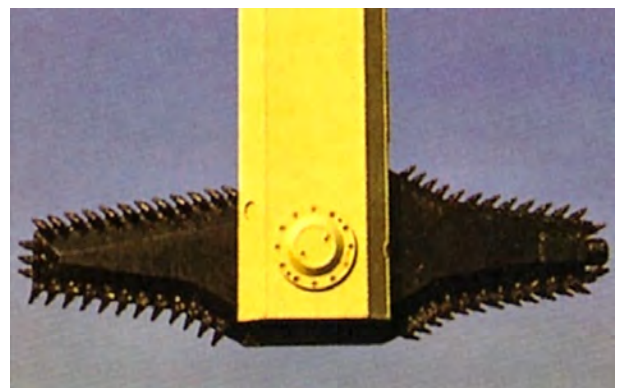


Bild 13b: Ausgeklapptes Schwert für die Herstellung wandartiger Träger

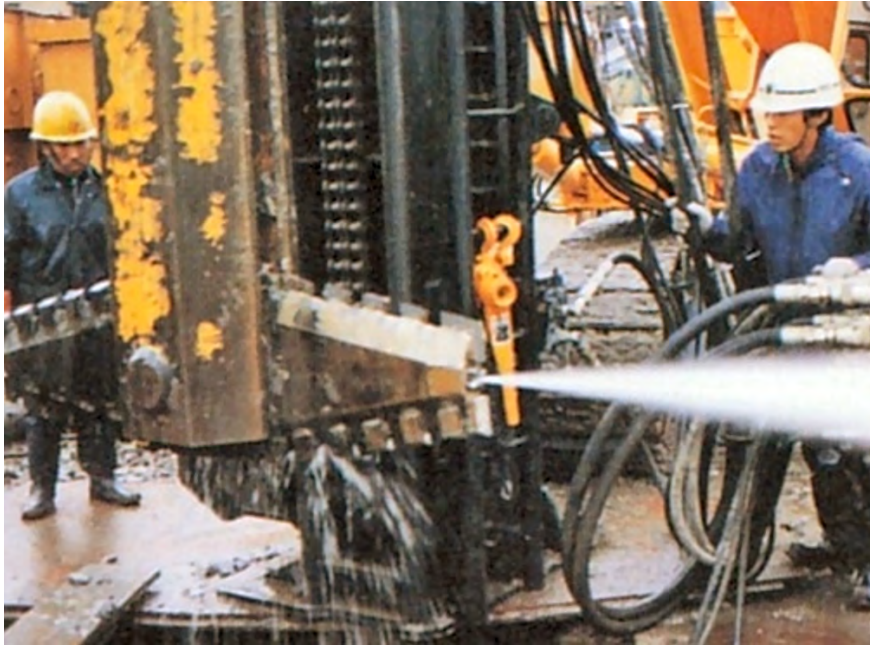


Bild 13c: Reichweitenvergrößerung mit Düsenstrahl

Beim Jacksman-Verfahren (Bilder 14a-14c) sind an dem Doppelpaddel auf der Außenseite zwei sich kreuzende Düsenstrahlen angeordnet. Dies führt zu einer Vergrößerung des verbesserten Bodenvolumens um bis zu 400%.



Bild 14a: Doppelpaddel mit Doppeldüse zur Vergrößerung des Durchmessers, Prinzipdarstellung



Bild 14b: Detail Doppelpaddel und Cross-Jet



Bild 14c: Freigelegte Säulen und Größenvergleich der erzielten Durchmesser mit und ohne Düsenstrahlunterstützung

5 Anwendungsgebiete der tiefreichenden Bodenstabilisierung

Zur Lastabtragung im Verkehrswegebau werden die in Bild 15 schematisch dargestellten Lösungen ausgeführt. Hierbei werden die säulenartigen oder wandartigen Baugrundverbesserungselemente im Raster und in der Tiefe gestaffelt, im Bereich größerer Lasten oder schlechterer Baugrundverhältnisse kann das Raster in Teilbereichen verdichtet werden. Ein größerer erforderlicher Verbesserungsgrad wird, wie oben bereits ausgeführt, durch die Ausführung einer größeren Anzahl an Baugrundverbesserungselementen erreicht.

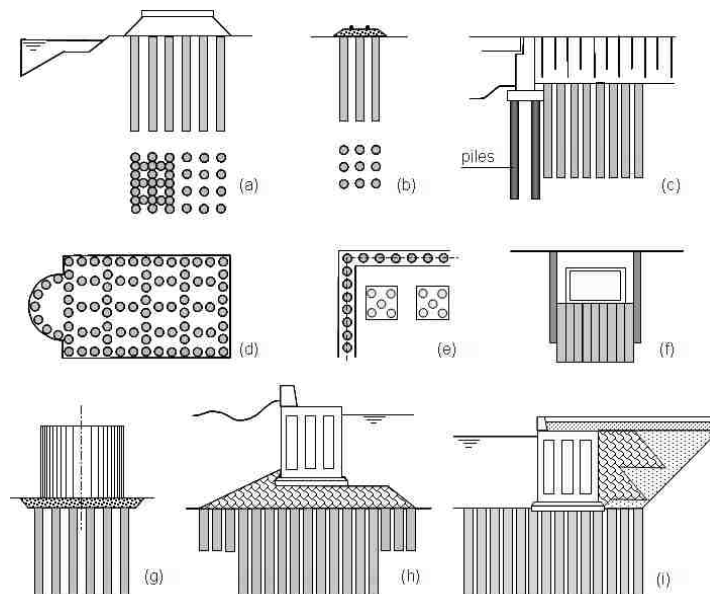


Bild 15: Lösungen für Verkehrswegebau und Gründungen

Der Anteil des behandelten Volumens schwankt in Japan üblicherweise zwischen 30 und 50%, in Skandinavien zwischen 10 und 30%, wobei sich diese Angaben auf das über die gesamte Behandlungstiefe ermittelte Bodenvolumen beziehen. Im Vergleich dazu liegen die Volumenanteile bei einer Rüttelstopfverdichtung i.d.R. zwischen 5 und 15%, bei STS-Säulen zwischen ca. 4 bis 8%.

Für Verbau und Geländesicherung werden wandartige Scheiben hergestellt (Bild 16).

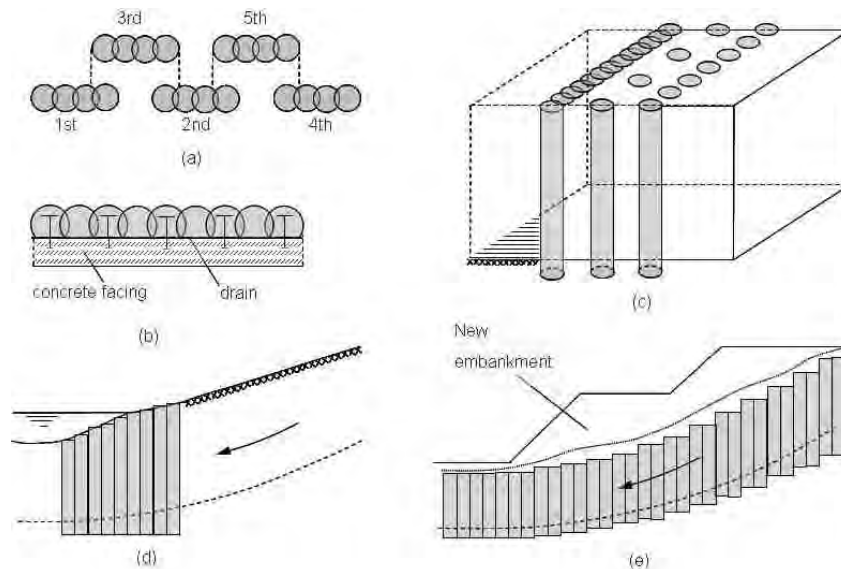


Bild 16: Lösungen für Verbau und Sicherung von Böschungen und Geländesprüngen

Je nach Boden, Lastgröße und Art der Last, d.h. statisch oder dynamisch, werden für Abtragung von Vertikallasten die Baugrundverbesserungselemente bzw. Säulen in Rastern oder Zellen bildend ausgeführt, bei der Ausführung in Reihen sowohl überschneitend als auch tangierend (Bild 17).

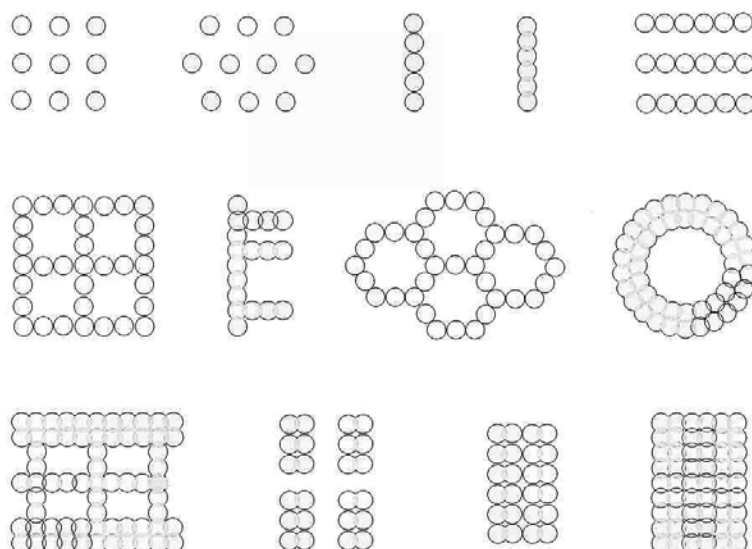


Bild 17: Anordnung der Baugrundverbesserungselemente in Rastern, Reihen, Zellen und Blöcken

Bei der Ausführung von Zellen wird die Querdehnung des eingeschlossenen Bodens behindert und somit der Verformbarkeit auch des unbehandelten und eingeschlossenen Bodens reduziert. Diese Ausführungsart ist besonders bei dynamischen Lasten, z.B. unter Fahrwegen, von Vorteil und hat sich bewährt. Die Vorteile und Einschränkungen der Verfahren sind in unten stehender Tabelle zusammengefasst.

Vorteile +	Einschränkungen ±
• Üblicherweise hohe Produktivität, wirtschaftlich gerade bei großen Projekten	• Begrenzung der Tiefe, abhängig vom Verfahren
• Anwendbar in nahezu allen Böden und Auffüllungen ohne Hindernisse	• Nicht oder nur eingeschränkt anwendbar in dicht gelagerten und steifen bis festen Böden, bei Blöcken
• Säulenraster und –anordnung sehr variabel, genaue Anpassung an Aufgabenstellung	• Geneigte Säulen nur bedingt herstellbar, verfahrensabhängig
• Eigenschaften der Säulen und des verbesserten Bodens können sehr genau geplant werden	• Gleichmäßigkeit bzw. Homogenität und Qualität können bei bestimmten Bodenformationen stärker schwanken
• Herstellung führt nur zu geringen Änderungen der horizontalen und vertikalen Spannungen im Boden, die zu Schäden an in der Nähe befindlichen Bauwerken führen könnten	• Säulen können nicht unmittelbar neben oder unter Bauwerken hergestellt werden, bei Strahlunterstützung verfahrensabhängig möglich
• Keine Erschütterungen, geringer Lärmpegel	• Veränderung durch Frost oder Austrocknung
• Sehr wenig Überschuss beim trockenen Verfahren	• Überschuss beim nassen Verfahren nicht vernachlässigbar
• Kann an Land und auf dem Wasser ausgeführt werden	• Eigengewicht der Geräte ist zu beachten, verfahrensabhängig sehr verschieden
• Qualität der Baugrundverbesserung kann im Zuge der Ausführung geprüft werden	• Luftdruck und Suspensionsdruck können zu Hebungen führen, Kontrolle der Ausführung
• Geringe Umwelteinflüsse	• Gezielte Behandlung nur einer Bodenschicht oder eines Tiefenbereichs nur eingeschränkt möglich

6 Ausführungsbeispiele

Bei den nachfolgend vorgestellten Projekten diene die tiefreichende Baugrundstabilisierung zur Reduzierung horizontaler und vertikaler Verformungen, zum Lastabtrag bei zulässigen Verformungen in den tragfähigen Untergrund und zur Erhöhung der Grundbruch- und Geländebruchsicherheit. Der verbesserte Baugrund wird mit seinen Parametern in den entsprechenden Berechnungen berücksichtigt und bemessen.

6.1 Anwendung der trockenen Methode

6.1.1 Böschungssicherung für ein Autobahnprojekt in Schweden

Aufgrund der geringen Scherfestigkeit des anstehenden Bodens hätten ohne entsprechende Bodenstabilisierung auch sehr flach geneigte Einschnitte großräumige Rutschungen auslösen können (Bilder 18a und 18b).



Bild 18a: Aushub nach ausgeführter Baugrundstabilisierung an den Böschungen



Bild 18b: Freigelegte Säulenreihen als Wandscheiben zur Erhöhung der Geländebruchsicherheit

6.1.2 Gründung eines Straßendamms

Für die Gründung eines Straßendamms wurde eine Blockstabilisierung der oberen Torfschicht mit Säulenreihen in der darunter anstehenden weichen bindigen Schicht kombiniert. Blockstabilisierung und Säulen wurden jeweils im trockenen Verfahren hergestellt. Im Torf wurden 175 kg/m^3 und im Schluff und Ton 80 kg/m^3 Bindemittel je m^3 behandeltem Boden eingebaut und mit dem anstehenden Boden vermischt (Bilder 19a-19c).



Bild 19a: Herstellung der Säulen

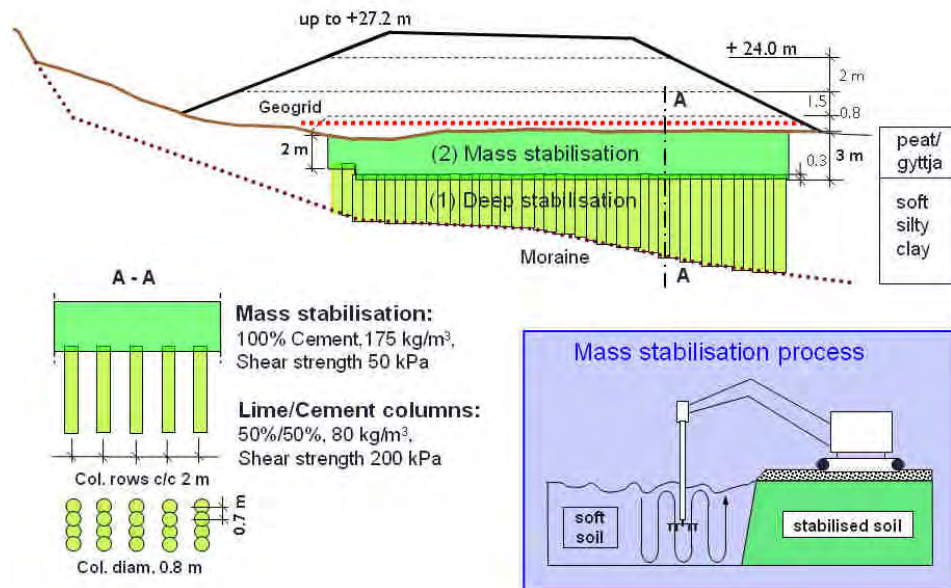


Bild 19b: Blockstabilisierung im oberen Torf und in Reihen tangierende Säulen im Ton und Schluff für Gründung eines Straßendamms in Schweden



Bild 19c: Herstellung der säulenartigen Baugrundverbesserungselemente
Massenstabilisierung im oberen Torf

Hinsichtlich der erzielbaren Werte für Festigkeit und Verformbarkeit des verbesserten Bodens in Abhängigkeit vom Bindemiteleinsatz liegen Erfahrungswerte vor. Nach vorab auszuführenden Mischversuchen werden die tatsächlich einzubauenden Bindemittelmengen festgelegt.

6.2 Anwendung der nassen Methode

6.2.1 Stadtautobahn Trasa Zielona, Lublin, Polen

Für einen Abschnitt der Stadtautobahn in Lublin wurden für die Gründung der beiden anzuschließenden Straßenabschnitte im nassen Verfahren Säulen in einem Dreiecksraster ausgeführt, die die anstehende Torfschicht mit organischen Anteilen und Torfen verbesserten (Bild 20).

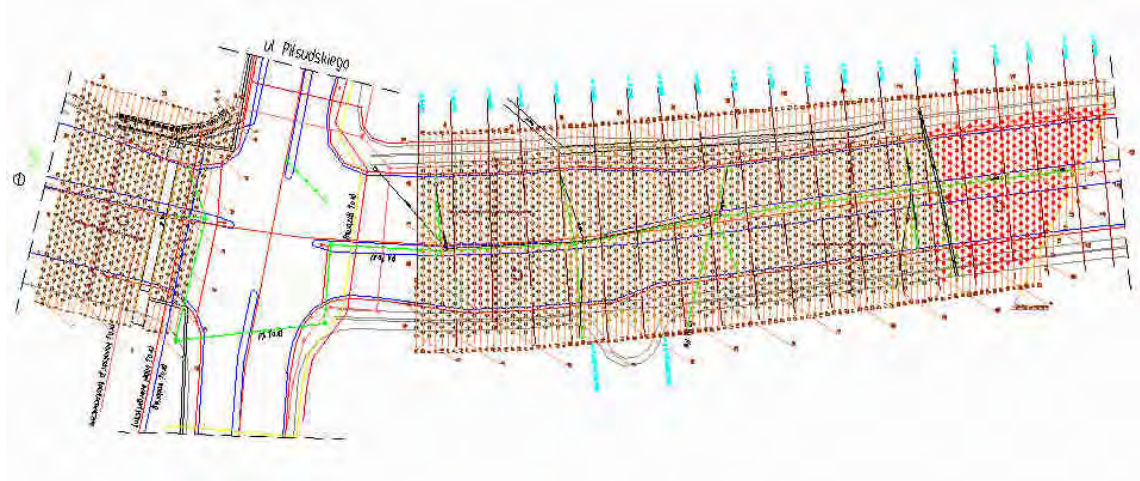


Bild 20: Gründungsarbeiten für die Stadtautobahn Trasa Zielona, Lublin, Polen

Die Tragschicht oberhalb der Säulen wurde nach dem Verfahren der Load Transfer Platform bemessen. Das Setzungsverhalten -und nicht nur bei diesem Projekt – wird vor allem vom Einstanzen der Säulen in den tragfähigen Untergrund bestimmt und nur in untergeordnetem Maß von den Setzungen, die sich aus der Verformung der Säulen oder Baugrundverbesserungselemente selbst unter Last ergeben (Bild 21).

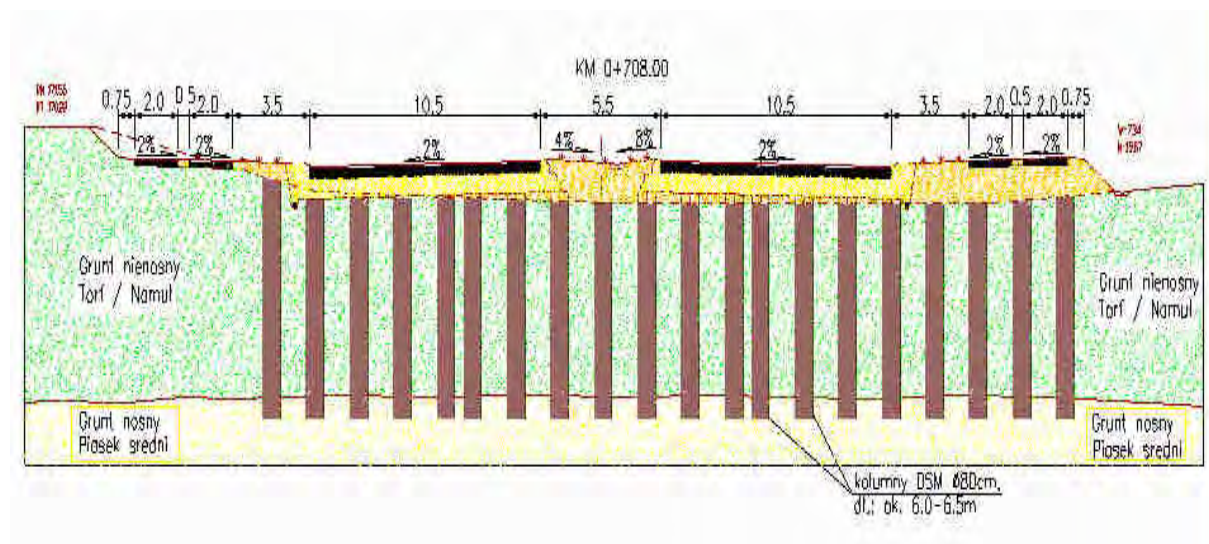


Bild 21: Schnitt mit Baugrund, Säulen und Tragschichtaufbau sowie Raster

Der Bemessungswert der Druckfestigkeit, design strength, entspricht den in der Säule zulässigen Spannungen. Diese müssen anhand von Proben mit einer entsprechenden Sicherheit nachgewiesen werden.

Die Bilder 22a und 22b zeigen die Herstellung der Baugrundverbesserung sowie eine freigelegte Säule.



Bild 22a: Herstellung der Säulen



Bild 22b: Freigelegte Säule

6.2.2 Autobahn Warschau-Posen: Brückengründung

Bei der Autobahn A2 von Warschau nach Posen wurden mehrere Brücken auf TBV-Säulen gegründet. Die Bilder 23 und 24 zeigen einen repräsentativen Schnitt mit einem typischen Bodenprofil. Die Bemessung und Ermittlung der erforderlichen Anzahl der Säulen erfolgte nach den zulässigen Setzungen sowie der Tragfähigkeit der einzelnen Säulen.

Herstellung und freigelegte Säulen sind in Bild 25 dargestellt.

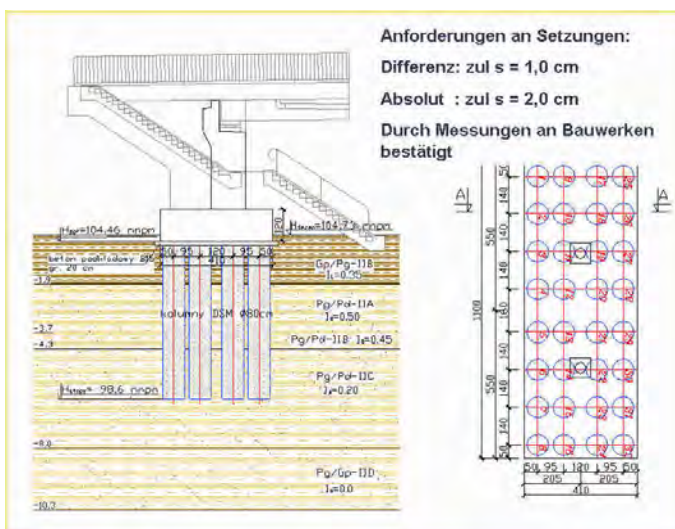


Bild 23: Gründung von 86 Autobahnbrücken in Polen

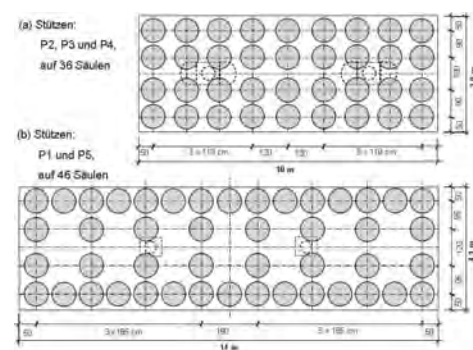


Bild 24: Säulenordnung



Bild 25: Freigelegte Säulen eines Brückenfundaments

An Einzelsäulen wurden Probelastungen durchgeführt (Bild 26). Der Spitzenwiderstand der Drucksondierung im nicht ausreichend tragfähigen Baugrund lag zwischen 1,0 und 2,0 MN/m². Das Lastsetzungsdiagramm zeigt ca. 3 mm Setzung bei Gebrauchslast und ca. 8 mm Setzung bei 1,5-facher Gebrauchslast. Wie die Verformungszunahmen zeigen, wurde bei der 1,5-fachen Last noch kein Bruch erreicht.

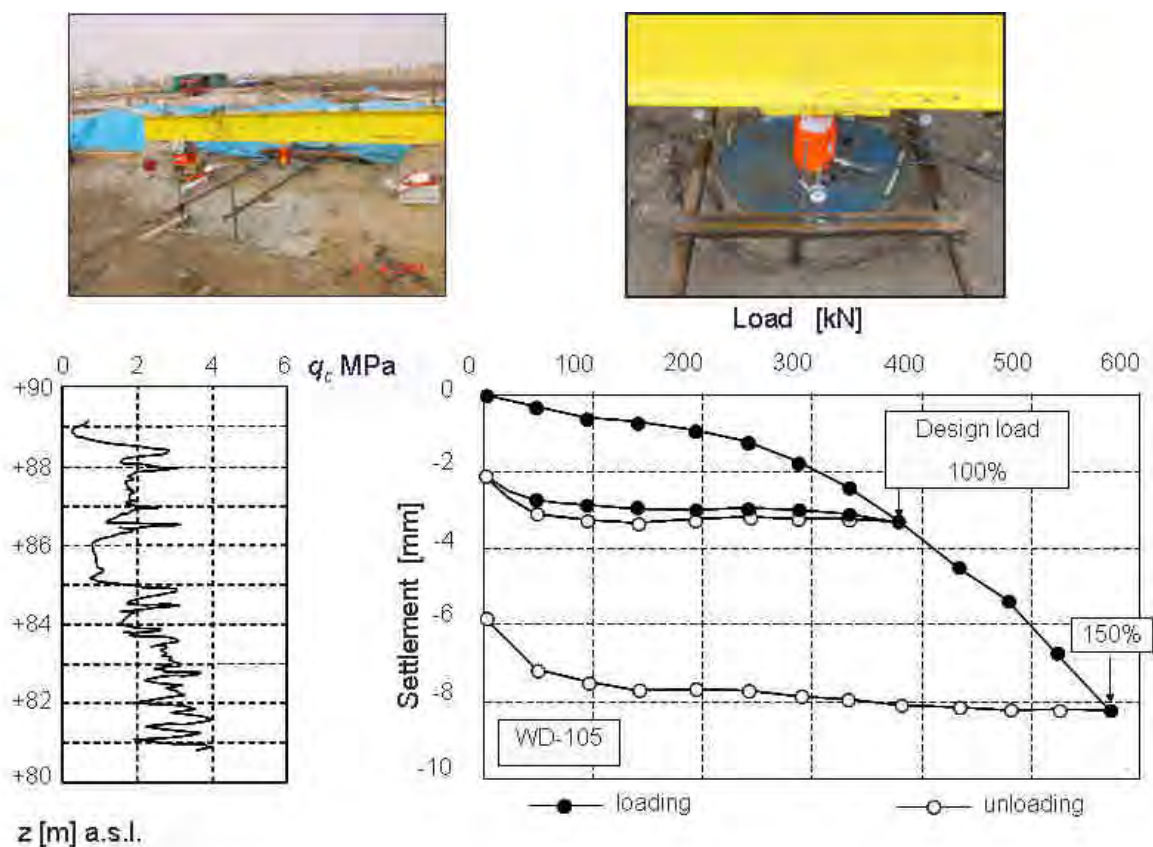


Bild 26: Probelastung: Baugrundprofil, Versuchsanordnung und Last-Setzungsdiagramm

7 Planungs- und Bemessungsgrundsätze

Die Planung erfolgt in drei Schritten:

- Zunächst ist das geeignete Verfahren, trocken oder nass, auszuwählen sowie der Mischvorgang festzulegen. Der Mischvorgang ist abhängig vom Schichtaufbau, der erforderlichen Fußausbildung und weiteren Faktoren. Eine ausreichend hohe Homogenität ist bei einigen Bodenarten nur dadurch zu erreichen, dass die Säule mehrfach komplett durchmischt wird. Bei Wechsellagen von organischen und rolligen Bodenschichten kann z.B. Sand in den Torf eingemischt werden, was zu einer deutlich besseren Festigkeit der Säule führt.
- Daran schließt sich die Festlegung der notwendigen oder beim anstehenden Baugrund und mit dem einzusetzenden Verfahren erreichbaren Eigenschaften der Baugrundverbesserungselemente an. Hierbei soll nochmals betont werden, dass es wirtschaftlicher und im Hinblick auf das Trag- und Verformungsverhalten besser ist, besser mehr Elemente mit einer ggf. größeren Streuung der Eigenschaften und geringeren Festigkeiten herzustellen als einzelne hochfeste mit hoher Festigkeit oder Tragfähigkeit.
- Im Anschluss daran wird anhand der zulässigen Setzungen oder der erforderlichen Scherparameter des verbesserten Bereichs die Anzahl und Anordnung der Säulen bestimmt.

8 Qualitätssicherung

Zur Sicherung der Entwurfs- und Ausführungsqualität ist wie bei allen Projekten und Verfahren eine vorlaufende und ggf. begleitende Baugrunderkundung in ausreichendem Umfang erforderlich. Im Hinblick auf das Mischverhalten und die erzielbaren Eigenschaften des verbesserten Bodens sind entsprechende Vorversuche durchzuführen und auszuwerten.

Während der Herstellung der Baugrundverbesserungselemente werden die Parameter Druck, Menge, Umdrehung, Einfahr- und Ziehgeschwindigkeit zur Kontrolle und ggf. Anpassung des Herstellvorgangs aufgezeichnet.

Aus den frischen Elementen werden Proben entnommen, deren Druckfestigkeit nach Erhärtung im Labor ermittelt wird. Für eine Vielzahl von Bindemitteln und Bodenarten sind Korrelationen vorhanden, um aus Festigkeiten nach 7 oder 14 Tagen auf die Werte nach 28 oder 56 Tagen schließen zu können. Auf Grund der erzielbaren oder zu erreichenden Festigkeit der Elemente, die unter der von z.B. Düsenstrahlelementen liegt, ist die zerstörungsfreie Entnahme von Bohrkernen schwierig.

In Einzelfällen werden Probelastungen durchgeführt, um das Last-Setzungsverhalten an Einzelelementen oder Gruppen zu ermitteln.

Auf Bild 27, ist die Festigkeitsentwicklung der frischen Suspension, von Laborproben und Proben aus den hergestellten Säulen dargestellt.

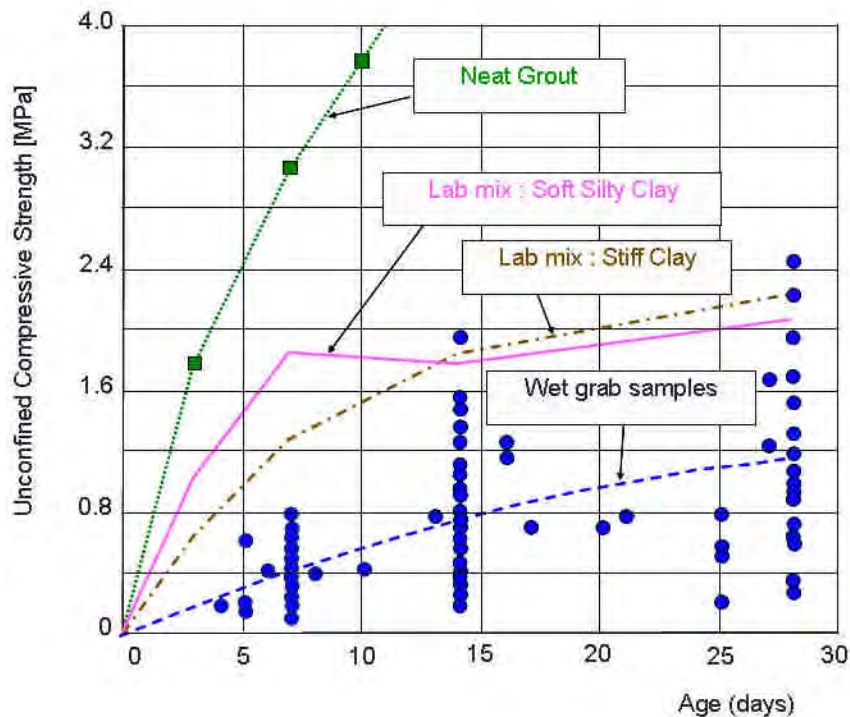


Bild 27: Festigkeitsentwicklung für reine Suspension, Labormischungen Boden-Bindemittel sowie Proben aus frisch hergestellten Elementen

Aus einer Vielzahl ausgeführter Projekte kann daraus ein Anhaltswert für das Verhältnis zwischen der im Labor ermittelten Festigkeit und der Festigkeit in-situ mit 0,5 bis 0,55 abgeleitet werden.

Aus der einaxialen Druckfestigkeit nach vier, sieben oder 28 Tagen können die erreichbaren Festigkeiten nach Erfahrungswerten und Korrelationen abgeschätzt werden. Ferner bestehen zwischen der Scherfestigkeit, der Zugfestigkeit sowie der Verformbarkeit Korrelation zur einaxialen Druckfestigkeit. Die Werte finden sich in der nachfolgenden Tabelle.

Parameter	Erfahrungswert, Korrelationen
UCS (einaxiale Druckfestigkeit)	28-Tage- = 2,0 x 4-Tage-Festigkeit Festigkeit = 1,4 - 1,5 x 7-Tage-Festigkeit (Schluff, Ton) = 1,5 - 2,0 x 7-Tage-Festigkeit (Sand) 56-Tage- = 1,4 - 1,5 x 28-Tage-Festigkeit (Schluff, Ton) Fest.
UCS	Standard- = 0,2 ... 0,6 x Mittelwert abweichung = 0,25 ... 0,5 überwiegend
Scherfestigkeit	= 0,40 ... 0,50 x UCS, UCS < 1 MPa = 0,30 ... 0,35 x UCS 1 < UCS < 4 MPa = 0,20 x UCS UCS > 4 MPa
Zugfestigkeit	= 0,08 ... 0,15 x UCS, max 200 kPa
Sekantenmodul E 50 (50% Bruchspannung)	= 50 ... 300 x UCS, UCS < 2 MPa = 300 ... 1000 x UCS, UCS > 2 MPa
Bruchdehnung UCS	= 0,5 ... 1,0 % für UCS > 1 MPa = 1,0 ... 3,0% für UCS < 1 MPa
Querdehnzahl	= 0,25 - 0,45 = 0,30 - 0,40 üblicherweise

9 Zusammenfassung

Die Baugrundverbesserung hat in den letzten Jahrzehnten erheblich an Bedeutung bei der Gründung von Gebäuden und Bauwerken gewonnen. Dabei hat sie wesentlich zur wirtschaftlichen Ausgestaltung von Gründungskonzepten beigetragen.

Die Auswahl des geeigneten Verfahrens setzt vertiefte Kenntnisse des Zusammenwirkens von Produkt und Baugrund voraus. Eine kontinuierliche Qualitätskontrolle und Überwachung nehmen eine immer bedeutendere Rolle bei der Ausführung ein. Erfahrungen mit Langzeitbeständigkeit von Baugrundverbesserungselementen sind in ausreichendem Umfang vorhanden, so dass eine entsprechende Entwurfssicherheit gegeben ist.

Neue Verfahren der Baugrundverbesserung machen eine immer bessere Kenntnis gerade wenig tragfähiger Böden und ihres Verhaltens unter Einwirkung erforderlich. Das Zusammenwirken von Baugrund und Produkt bedarf noch weiterer Untersuchungen, um vorhandene Möglichkeiten zur Optimierung nutzen zu können.

10 Literatur

- [1] Al-Tabbaa, A. and Evans, Ch. (2002): Geoenvironmental research and applications of Deep Soil Mixing in the UK, Proc. Deep Mixing Workshop 2002 in Tokyo, Port and Airport Research Institute & Coastal Development Institute of Technology.
- [2] Außenlechner, P.; Seidel, A. and Girsch, E. (2003): Deichsanierung im Mixed-in-Place-Verfahren (MIP) am Beispiel München, Isarplan, Proc. 18th Christian Veder Colloquium, Univ. Graz, 24-25.04.2003.
- [3] Axelsson, M. and Larsson, S. (2003): column penetration tests for lime-cement columns in deep mixing - experience in Sweden, Proc. 3rd Int. Conf. on Grouting and Ground Treatment,
- [4] ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, 681-694.
- [5] BCJ (1997): Building Center of Japan. Design and Quality Control Guideline for Buildings (in Japanese).
- [6] Blackwell, J. (1994): A case history of soil stabilisation using the mix-in-place technique for the construction of deep manhole shafts at Rochdale, Proc. ICE Conf. "Grouting in the Ground", Paper 30, 497-510, Thomas Telford, London.
- [7] Burke, G.K. (2002): North American Single-Axis Wet Method of Deep Mixing, Deep Mixing-Workshop, Proc. Deep Mixing Workshop 2002 in Tokyo, Port and Airport Research Institute & Coastal Development Institute of Technology.
- [8] CDM Association (2002): CDM-Cement Deep Mixing Bulletin as of 2002.
- [9] Coastal Development Institute of Technology (CDIT), Japan (2002): The Deep Mixing Method, A.A. Balkema Publishers.
- [10] DJM Association (2002): DJM-Dry Jet Mixing Method Bulletin as of 2002.
- [11] FHWA-RD-99-138 (2000): An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as used in Geotechnical Applications, 143 p., Prepared by Geosystems (D.A. Bruce) for US Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- [12] FHWA-RD-99-167 (2001): An Introduction to the Deep Soil Mixing Methods as used in Geotechnical Applications: Verification and Properties of Treated Soil, 434 p., prepared by Geosystems (D.A. Bruce) for US Department of Transportation, Federal Highway Administration.
- [13] Geo-Con., Inc. (1998): Promotional information.
- [14] Prof. Dr. hab. ing. Michał Topolnicki (03/2005): Weiterbildungskurs Baugrundverbesserung 14-15 März 2005, Institut für Geotechnik, ETH Zürich, Ground Improvement with in situ Soil Mixing Seite 32
- [15] Holm, G. (2002): Nordic Dry Deep Mixing Method – Execution Procedure, Proc. Deep Mixing Workshop 2002 in Tokyo, Port and Airport Research Institute & Coastal Development Institute of Technology.
- [16] Jelisic, N. and Leppänen, M. (2003): Mass stabilization of organic soils and soft clay, Proc. Int. Conf. on Grouting and Ground Treatment, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, 552-561.
- [17] Kawanabe, S. and Nozu, M. (2002): Combination mixing method of Jet grout and Deep mixing, Proc. Deep Mixing Workshop 2002 in Tokyo, Port and Airport Research Institute & Coastal Development Institute of Technology.
- [18] Pampel, A. and Polloczek, J. (1999): Einsatz des FMI- und HZV-Verfahrens bei der DB AG, Der Eisenbahningenieurbau, Nr. 3.
- [19] Porbaha, A.; Shibuya, S; Kishida, T. (2000): State of the art in deep mixing technology. Part III: geomaterial characterization, Ground Improvement, 3, 91-110.
- [20] Porbaha, A. (2002): State of the art in quality assessment of deep mixing technology, Ground Improvement 6, No. 3, 95-120.
- [21] Porbaha, A. and Puppala, A. (2003): In Situ Techniques for Quality Assurance of Deep Mixed Columns, Proc. of the 3rd Int. Conf. on Grouting and Ground Treatment, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, 695-706.

- [22] Raju, V. R.; Abdullah, A. and Arulrajah, A. (2003): Ground treatment using dry deep soil mixing for a railway embankment in Malaysia, Proc. 2nd International Conference on Advances in Soft Soil Engineering and Technology, Putrajaya, Malaysia, July 2-4, 2003.
- [23] Schwarz, W. and Seidel (2003): Das Mixed-in-Place-Verfahren, University Siegen, Symposium "Notsicherung von Dämmen und Deichen".
- [24] Terashi, M. (2003): The State of Practice in Deep Mixing Methods, Proc. of the 3rd Int. Conf. on Grouting and Ground Treatment, ASCE Geotechnical Special Publication No. 120, 25-49.
- [25] Topolnicki, M. (2002): Quality Control of Wet Deep Soil Mixing with Reference to Polish Practice and Applications, Proc. Deep Mixing Workshop 2002, Port and Airport Research Institute & Coastal Development Institute of Technology, Tokyo, 15-18.10.2002.
- [26] Topolnicki, M. (2003): Sanierung von Deichen in Polen mit dem Verfahren der Tiefen-Bodenvermörtelung (DMM), Hochwasserschutz, Ernst & Sohn Special 1/2003, S. 45-53.

Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken bei der Bemessung von Deckwerken an Wasserstraßen

Dr.-Ing. Tilman Holfelder
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

BDir Dr.-Ing. Jan Kayser
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Einleitung

Die Böschungen und Gewässersohlen der Schifffahrtskanäle und Flüsse müssen gegen zahlreiche hydraulische Einwirkungen geschützt werden. Als Böschungs- bzw. Sohlensicherung wird je nach den lokalen Gegebenheiten eine durchlässige oder dichte Auskleidung des Gewässers ausgeführt, das sogenannte Deckwerk. Ein durchlässiges Deckwerk ermöglicht den ungehinderten Wasseraustausch zwischen Untergrund und Wasserstraße. Es besteht meist aus einer Deckschicht aus Wasserbausteinen und einem darunter liegenden geotextilen oder mineralischen Filter, welcher die Filterstabilität zwischen Untergrund und Deckschicht gewährleisten muss. Ein dichtes Deckwerk verhindert den Wasseraustausch zwischen Wasserstraße und Untergrund. Die Abdichtung erfolgt entweder über eine dichte Deckschicht mit einer darunter liegenden geotextilen Trennlage oder durch eine Weichdichtung, oft aus Ton, welche zusätzlich unter dem durchlässigen Deckwerk eingebaut wird. Der geotextile oder mineralische Filter hat in diesem Fall lediglich die Funktion einer Trennlage (s. Abbildung 1).

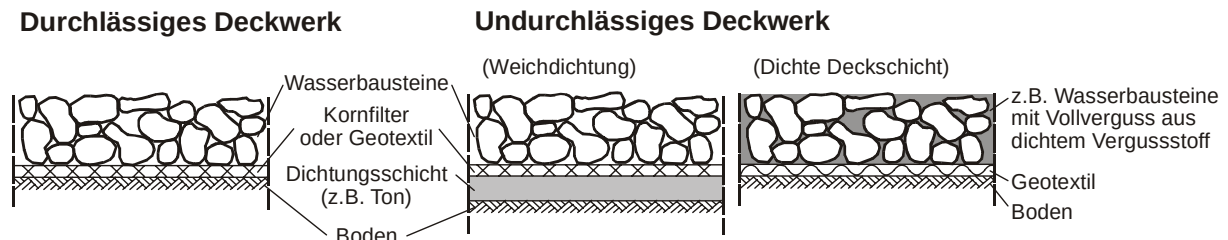


Abbildung 1: Grundsätzlicher Aufbau von Deckwerken an Kanälen

Bemessungsrelevant sind an den Kanälen meist die schifffahrtsinduzierten Einwirkungen. Hierbei treten Belastungen aus der Rückströmung des vom Schiff verdrängten Wassers neben dem Schiff, aus dem Schraubenstrahl, aus den Schiffswellen sowie aus dem schnellen Wasserspiegelabsunk auf (s. Abbildung 2). Ein Wasserspiegelabsunk kann auch durch Wehr-, Schleusen- und Kraftwerksbetrieb oder durch ablaufenden Hochwasser- und Tidewellen hervorgerufen werden.

Diese hydraulischen Einwirkungen müssen bei der Bemessung von Böschungs- und Sohlensicherungen sowohl aus hydraulischer als auch aus geotechnischer Sicht berücksichtigt werden. Die hydraulische Belastung (direkte Wellen- und Strömungsbelastung) kann zu einer Verlagerung der einzelnen Wasserbausteine führen, und ihre Ermittlung dient dement-

sprechend der Dimensionierung der aus hydraulischer Sicht erforderlichen Steingröße. Durch den schnellen Wasserspiegelabsenk hingegen können Porenwasserüberdrücke im Baugrund hervorgerufen werden, welche das erforderliche Flächengewicht für ein aus geotechnischer Sicht standsicheres Deckwerk maßgeblich beeinflussen.

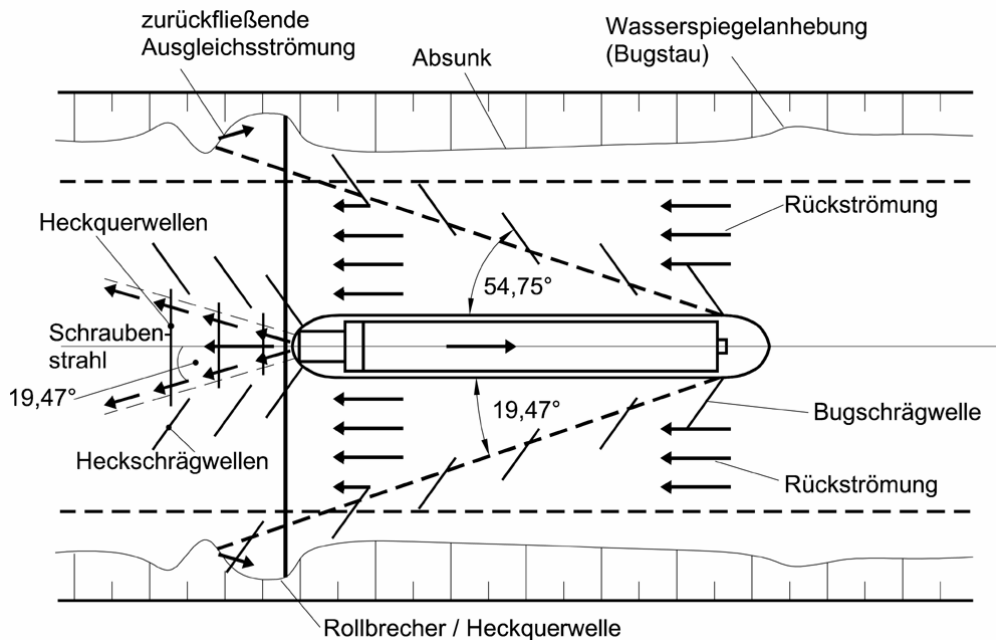


Abbildung 2: Belastungen auf Böschung und Gewässersohle durch die Schifffahrt (GBB, 2003)

Für den Bereich der Wasser- und Schifffahrtsverwaltung des Bundes wurde für die Standardanwendungen der Regelaufbau von Deckwerken in einem Merkblatt in Form von Regelbauweisen festgelegt (MAR, 1993). Diese Regelbauweisen spiegeln die langjährigen Erfahrungen mit Deckwerken an Binnenwasserstraßen wider. Als solche sind sie als Mindestwerte anzusehen. Da jedoch zukünftig größere und leistungstärkere Schiffe auf den Kanälen fahren werden ist eine Übertragung dieser Erfahrungen in die Zukunft nur bedingt möglich. Die Möglichkeit einer Bemessung in Abhängigkeit von den lokalen Gegebenheiten und den zukünftigen maximalen hydraulischen Einwirkung war bisher noch nicht vorhanden. Mit dem Mitteilungsblatt Nr. 87 der BAW „Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen an Binnenwasserstraßen (GBB)“ wurde diese Lücke nun geschlossen, und ein Handbuch erstellt, welches ein umfangreiches Formelwerk für die Ermittlung der hydraulischen Einwirkungen sowie die geotechnische Bemessung zu Verfügung stellt (GBB, 2003). Ein wesentlicher neuer Aspekt der geotechnischen Bemessung ist die Berücksichtigung von Porenwasserüberdrücken, welche durch den schnellen Wasserspiegelabsenk hervorgerufen werden können.

Dieser Beitrag stellt zunächst die Entstehung der Porenwasserüberdrücke und ihre Auswirkungen auf die Deckwerke dar, um dann im nächsten Abschnitt auf die Berücksichtigung der Porenwasserüberdrücke in den Bemessungsformeln des GBB überzuleiten. Abschließend folgt eine Diskussion zur Sensitivität einzelner Parameter auf die Deckwerksbemessung.

2 Entstehung von Porenwasserüberdrücken durch den schnellen Wasserspiegelabsink und ihre Auswirkung auf die Stabilität der Deckwerke an Wasserstraßen

2.1 Ursache des Porenwasserüberdruckes durch den schnellen Wasserspiegelabsink

Der Porenraum im Boden unterhalb des Grundwasserspiegels wird in der Regel als vollständig wassergesättigt angesehen. Besteht ein unmittelbarer hydraulischer Kontakt zwischen Gewässer und Porenwasser, so müsste eine Wasserspiegeländerung im Gewässer, wie sie z.B. durch eine Welle hervorgerufen wird, eine unmittelbare Druckänderung im Porenwasser bewirken, da das vollständig gesättigte Porenwasser inkompressibel ist.

Bei Naturmessungen konnte jedoch eine gedämpfte Druckreaktion beobachtet werden (Köhler, 1989). Die Ursache hierfür sind im natürlichen Porenwasser eingeschlossene, mikroskopisch kleine Gasblasen, die sowohl aus Luft als auch aus Gasen von bakteriellen Abbauprozessen bestehen können. Hierdurch verändert sich das physikalische Verhalten von Wasser schon ab einem Gasanteil von 1% erheblich, da nun die Gaseigenschaften mitberücksichtigt werden müssen.

Maßgeblich wird zum Einen das Gesetz von Boyle-Mariotte, welches aussagt, dass das Produkt aus Gasdruck und Gasvolumen eines idealen Gases bei isothermen Randbedingungen konstant ist. D.h. bei einem Druckabfall, wie er z.B. bei einem Wasserspiegelabsink stattfindet, dehnt sich das Gas aus. Zum Anderen muss das Gesetz von Henry berücksichtigt werden, welches die Löslichkeit eines Gases in einer Flüssigkeit in Abhängigkeit von der Temperatur und dem Druck beschreibt. Bei konstanter Temperatur reduziert sich bei einem geringer werdenden Druck die gelöste Gasmenge, d. h. bei einem Wasserspiegelabsink wird ebenfalls Gas frei. Die Konsequenz daraus ist, dass das Porenwasser nicht mehr als ideale, inkompressible Flüssigkeit betrachtet werden kann, sondern als Gas-Wassergemisch eine deutlich höhere Kompressibilität hat.

Betrachtet man nun eine Bodenpore, die eine kleine Gasblase enthält, so will sich diese Gasblase bei einer Druckreduktion im Porenwasser ausdehnen. Die Ausdehnung der Gasblase wiederum bewirkt eine Verdrängung von Porenwasser aus der Bodenpore (s. Abbildung 3). Deshalb ist der Druckausgleich im Porenwasser stets mit einem Massentransport verbunden, d. h. einer zum geringeren Druckpotenzial gerichteten Porenwasserströmung. Aufgrund der Wechselwirkung zwischen dem Massentransport und dem Druckpotenzial sind diese Strömungsvorgänge stark instationär.

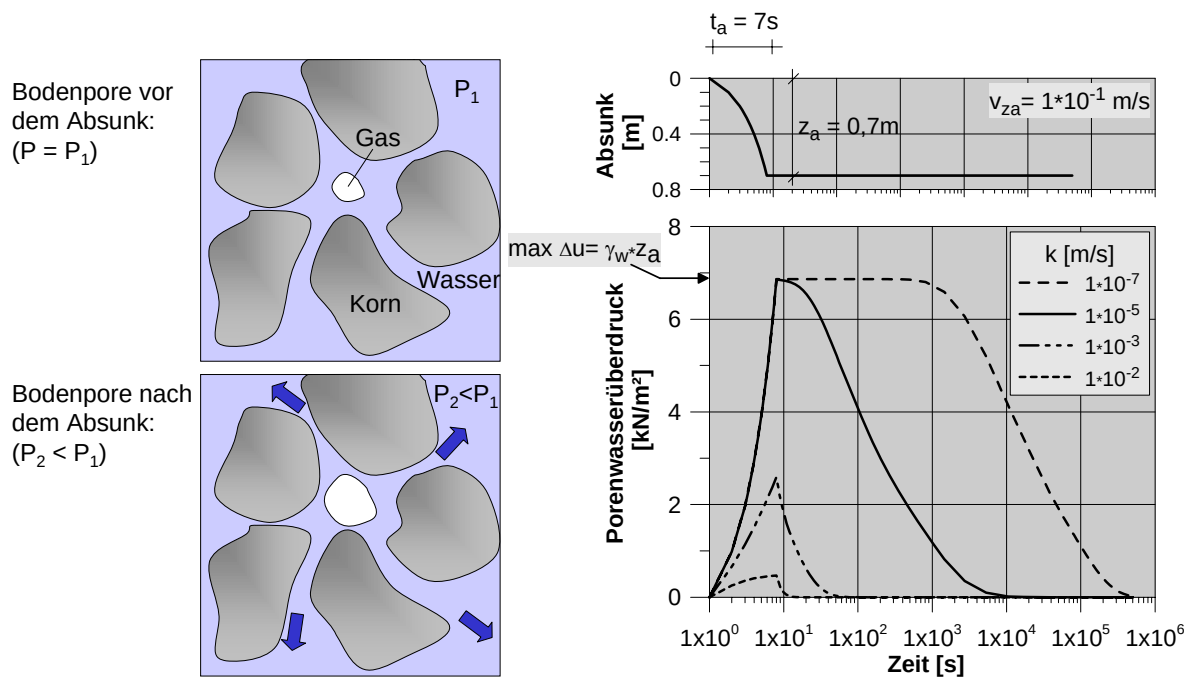


Abbildung 3: Entstehung des Porenwasserüberdruckes und Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit des Bodens

Die Volumenausdehnungsgeschwindigkeit der Gasblase ist nach Boyle-Mariotte direkt proportional zur Druckänderungsgeschwindigkeit. Dementsprechend muss der Wassertransport aus der Pore mindestens der Druckänderungsgeschwindigkeit entsprechen, um einen Porenwasserüberdruck zu vermeiden. Ist die Druckänderungsgeschwindigkeit v_{za} ($v_{za} = \text{Absink } z_a / \text{Absinkzeit } t_a$) also höher als die hydraulische Durchlässigkeit des Bodens ($v_{za} \geq k$), entsteht ein Porenwasserüberdruck (s. Abbildung 3). Der Porenwasserüberdruck ist der über den hydrostatischen Porenwasserdruck hinausgehende Wasserdruck in den Poren eines Erdstoffes. Die Entstehung des Porenwasserüberdruckes ist in hohem Maße instationär, d. h. die maximalen Drücke treten räumlich und zeitlich nur sehr kurz auf. In Abbildung 3 (rechts) ist bereits erkennbar, dass die Größe des Porenwasserüberdruckes wesentlich von der Durchlässigkeit des Bodens abhängig ist.

2.2 Zeitpunkt des maximalen Porenwasserüberdruckes

Der Höhe des Porenwasserüberdruckes ist sowohl zeitlich als auch räumlich veränderlich. Für die geotechnische Bemessung muss der maximale Porenwasserüberdruck in Ansatz gebracht werden, sowie die entsprechende Tiefe, in der dieser auftritt. Der maximale Porenwasserüberdruck tritt bei einem einfachen Absinkereignis aus einer Welle, wie es in Abbildung 4 (links) dargestellt ist, unmittelbar am Ende des schnellen Absinkes auf ($t=76s$). Tritt nach dem ersten Absink zusätzlich noch ein Heckabsink auf (z.B. bei hecklastig getrimmten Schiffen, s. Abbildung 4) sind Ort und Zeit des maximalen Porenwasserüberdruckes nicht immer eindeutig. Ein Teil des Porenwasserüberdruckes infolge des Bugabsinkes kann sich bis zum Auftreten des Heckabsinkes bereits abbauen. Die Geschwindigkeit dieses Abbaus ist jedoch stark von der hydraulischen Durchlässigkeit des Bodens abhängig. Während bei einer Durchlässigkeit von $k=1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ der maximale Porenwasserüberdruck unmittelbar nach dem ersten Absink erreicht wird (Abbildung 4, Mitte), ist bei einer um 2

Zehnerpotenzen geringeren Durchlässigkeit die Heckwelle maßgeblich (Abbildung 4, Rechts).

Für die im Folgenden in Abschnitt 2.4 dargestellte Ermittlung des maximalen Porenwasserüberdruckes müssen deshalb bei einer Bug- und Heckwelle beide Absinkzeiten t_a mit den jeweiligen Absinktiefen z_a berücksichtigt werden.

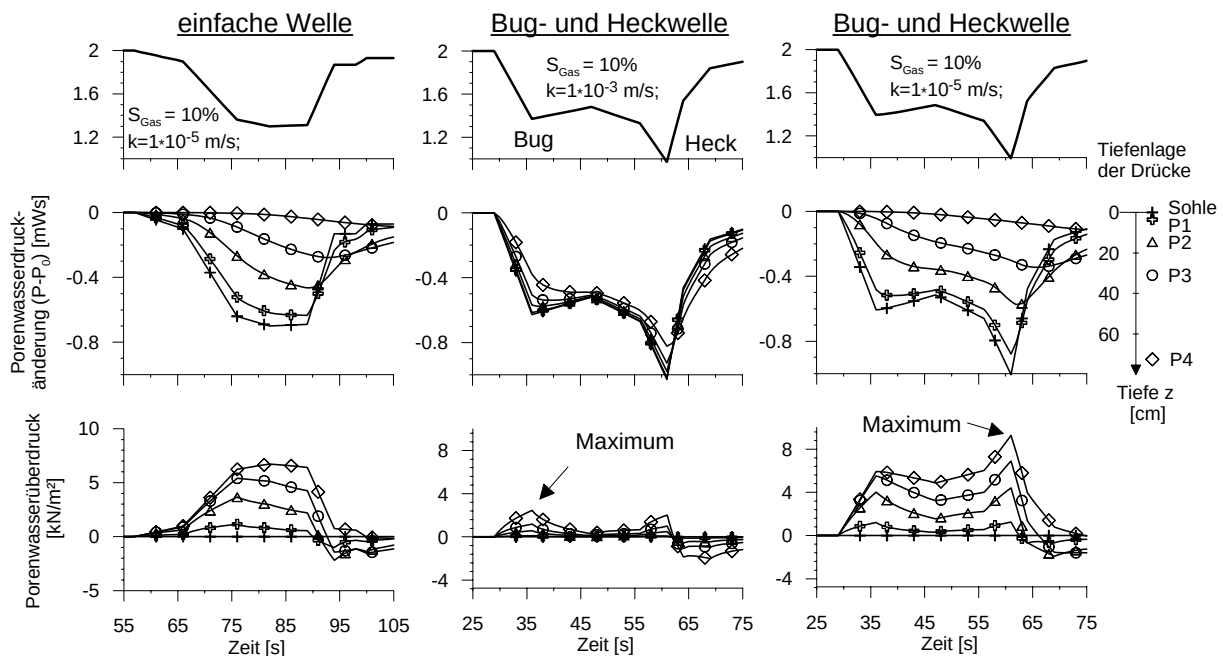


Abbildung 4: Porenwasserdruckreaktion einer numerischen Berechnung bei der einfachen Welle (Links) sowie einer Bug- und Heckwelle bei einer Durchlässigkeit von $k=1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ (Mitte) und $k=1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ (Rechts)

2.3 Größe und Verlauf des Porenwasserüberdruckes

Die Größe und der Verlauf des Porenwasserüberdrucks infolge eines schnellen Wasserspiegelausunkes werden im Wesentlichen vom Absink z_a und von der Absinkzeit t_a (s. Abbildung 3, rechts) sowie von der Durchlässigkeit des Bodens k und der Kompressibilität des Wasser-Boden-Gemisches (inkl. Gasanteil) in der oberflächennahen Zone des Gewässerbettcs bestimmt.

Der Porenwasserüberdruck nimmt im Boden mit der Tiefe z reziprok exponentiell zu und nähert sich maximal asymptotisch an den Wasserdruck aus dem maximalen Wasserspiegelausunk z_a an ($\max \Delta u = \gamma_w \cdot z_a$; s. Abbildung 5). In gering durchlässigen Böden entsteht der maximale Porenwasserüberdruck in geringer Tiefe z von wenigen Zentimetern, dementsprechend können die hydraulischen Gradienten $i = \Delta u / \Delta z$ dort auch sehr groß werden. Bei durchlässigeren Böden wird der maximale Porenwasserüberdruck erst in einigen Metern Tiefe erreicht und die hydraulischen Gradienten sind deutlich geringer, jedoch wirken sie auch in größerer Tiefe.

Bei den an den Wasserstraßen üblichen Wassertiefen von 4 bis 10m sind Sättigungsgrade zwischen 80% und 99% häufig anzutreffen. Die Bestimmung des tatsächlichen Gasgehaltes

im Boden ist ausgesprochen schwierig. Bisher ist keine direkte Bestimmungsmethode bekannt und eine indirekte Bestimmung, z.B. durch Messung der Kompressibilität des Porenwassers im Triaxialgerät bedarf einer Probenentnahme, bei der eine Störung der Probe nahezu nicht zu vermeiden ist. Wie die Ergebnisse einer numerischen Berechnung zeigen (s. Abbildung 5), ist der Einfluss des Gasanteils auf den Porenwasserüberdruck letztlich nicht größer als der Fehler, der durch eine ungenaue Abschätzung der hydraulischen Durchlässigkeit um eine Zehnerpotenz entsteht. Aufgrund der Inhomogenität des Baugrundes ist der Durchlässigkeitsbeiwert häufig mit Ungenauigkeiten in dieser Größenordnung belegt. Der tatsächliche Gasgehalt im Boden ist demgegenüber nicht so entscheidend.

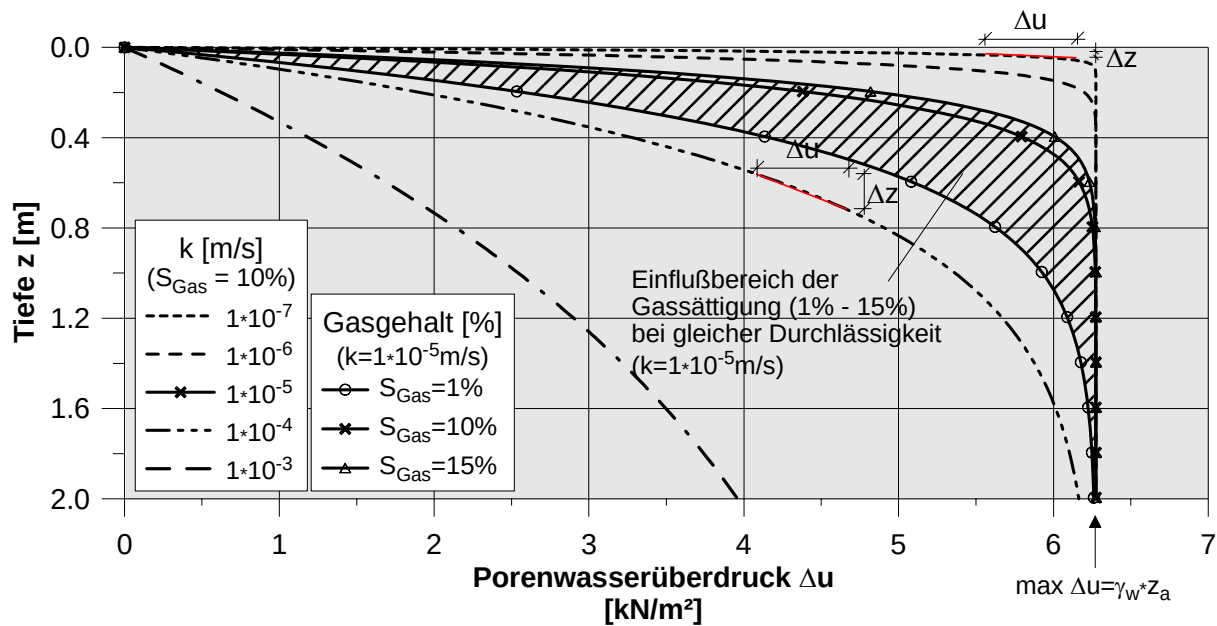


Abbildung 5: Verlauf des maximalen Porenwasserüberdruckes bei unterschiedlichen Durchlässigkeiten und Gasgehalten (Ergebnisse numerischer Simulationen für die einfache Welle zum Zeitpunkt $t = 76s$, s. Abbildung 4 links)

2.4 Mathematische Beschreibung des Porenwasserüberdruckes

Modellversuche und numerische Berechnungen von KÖHLER haben gezeigt, dass die eindimensionale Konsolidationsgleichung benutzt werden kann, um die instationäre Porenwasserdruckreaktion im Untergrund zu beschreiben (KÖHLER, 1989). Die maßgebende Gleichung zur Beschreibung dieses Porenwasserdruckphänomens kann wie folgt angegeben werden:

$$k \frac{\partial^2 \varphi}{\partial z^2} = n\beta' \gamma_w \frac{\partial \varphi}{\partial t} + \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} \quad (1)$$

mit:

β' = Kompressibilität des Porenwassers (Wasser-Luft-Gemisch) [m^2/kN]

ε = volumetrische Dehnung im Boden [-]

n = Porenvolumen des Bodens [-]

- z = Bodentiefe unterhalb des Wassers [m]
 t = Zeit [s]
 φ = piezometrische Druckhöhe [m]
 k = hydraulische Durchlässigkeit [m/s]
 γ_w = Wichte des Wassers [kN/m³]

Gleichung 1 beschreibt sowohl den Einfluss der Kompressibilität des Wasser-Luft Gemisches auf die instationäre Änderung des Porenwasserdruckes als auch die Wechselwirkung mit dem Korngerüst in Abhängigkeit von der Steifigkeit des Bodens, welche zu Volumenänderungen im Boden führen können.

Für praktische Anwendungen wie z.B. die Bemessung von Deckwerken bzw. die Berücksichtigung des Porenwasserüberdruckes beim instationären Nachweis des hydraulischen Grundbruches (s. EAU 2004; E 115) wurde von KÖHLER (1989) eine Funktion ermittelt, welche die Verteilung des Porenwasserüberdruckes Δu über die Tiefe z in Abhängigkeit von der Größe des Absunkes z_a sowie eines Porenwasserdruckparameters $b(k, t_a)$ beschreibt:

$$\Delta u(z) = \gamma_w \cdot z_a \cdot \left(1 - e^{-b \cdot z}\right) \quad (\text{GBB Gl. 5-107}) \quad (2)$$

Der Porenwasserdruckparameter b [1/m] berücksichtigt den Einfluss der Bodenluft bei einem mittleren Gasgehalt als auch die Steifigkeit des Bodens und kann in Abhängigkeit von der hydraulischen Durchlässigkeit k sowie der maßgebenden Absunkzeit t_a nach der folgenden Gleichung ermittelt werden:

$$b = 0,166 \cdot k^{-0,327} \sqrt{\frac{5}{t_a}} \quad (3)$$

3 Bemessungsansätze für die Dicke von Deckwerken nach dem GBB

Bei der geotechnischen Bemessung einer Deckschicht ist zwischen der lokalen und der globalen Standsicherheit durchlässiger und dichter Deckwerke zu unterscheiden. Durch den Porenwasserüberdruck werden Sickerströmungen in Richtung der Bodenoberfläche ausgelöst, welche die lokale Standsicherheit einer Böschung bzw. Sohle vermindern (s. Abbildung 6). Bei der lokalen Standsicherheit ist das hierfür mindestens erforderliche Flächengewicht bzw. die Mindestdicke des Deckwerks zu ermitteln. Zudem ist die globale Standsicherheit der wasserseitigen Böschung nach DIN 4084 nachzuweisen.

Der Nachweis der lokalen Standsicherheit basiert auf dem Teilsicherheitskonzept der DIN 1054 (2005-01), bei dem die mit einem Teilsicherheitsfaktor erhöhten Einwirkungen kleiner sein müssen, als die mit einem Teilsicherheitsbeiwert reduzierten Widerstände. Die Sicherheitsbeiwerte für die Einwirkungen und für die Widerstände werden bei der Deckwerksbemessung mit 1,0 angesetzt, d. h. es ist keine Sicherheit eingerechnet. Die Begründung hierfür ist, dass ein Versagen des Deckwerks, welches zu einer Gefährdung der Standsicherheit führt, frühzeitig erkennbar ist und deshalb noch genügend Zeit für Unterhaltungsmaßnahmen vorhanden ist. Größere Katastrophen sind durch ein lokales Versagen deshalb nicht zu erwarten.

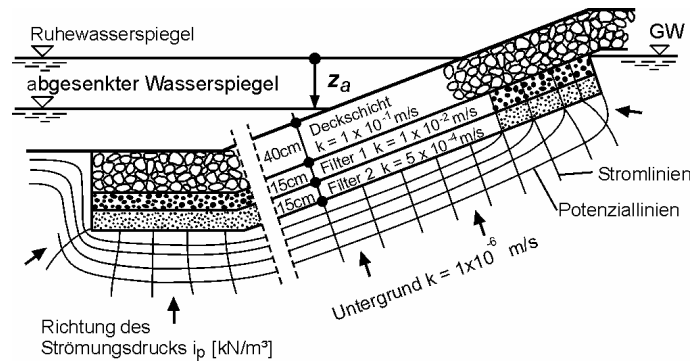


Abbildung 6: Strom- und Potenziallinien im Boden unter einer durchlässigen Böschungssicherung bei schnellem Wasserspiegelabsenk (GBB, 2003)

In Abbildung 7 sind die effektiven Spannungen ohne den Porenwasserüberdruck (d.h. im Ruhezustand ohne Absenk) und der Porenwasserüberdruck selbst über die Tiefe in einem Bodenelement an der Sohle dargestellt, das direkt unterhalb der Grenzfläche Wasser-Boden beginnt. Dargestellt ist der Zeitpunkt, an dem der Porenwasserüberdruck sein Maximum erreicht hat. Die effektiven Spannungen σ' ohne den Porenwasserüberdruck sind in den oberen 55 cm geringer als der Porenwasserüberdruck Δu , dementsprechend würde sich der Boden, sofern er keine Kohäsion hat, in diesem Bereich wie eine viskose Flüssigkeit verhalten und aufschwimmen, er fluidisiert (Köhler et al, 2003). Findet hierbei eine Verlagerung von Bodenteilchen statt, so wird dies als hydrodynamische Bodenverlagerung bezeichnet.

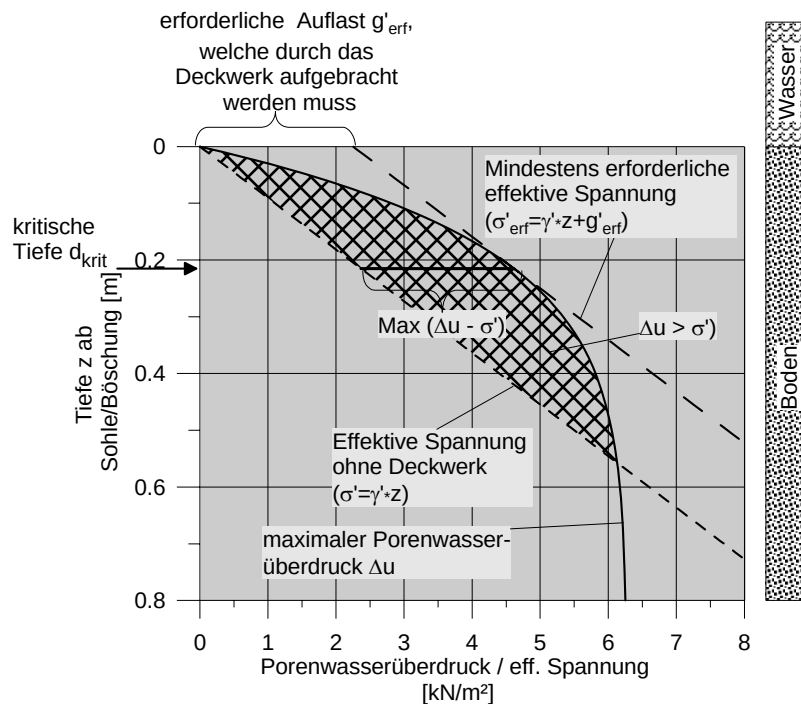


Abbildung 7: Verlauf der effektiven Spannungen (ohne Absenk) und des maximalen Porenwasserüberdruckes (bei einem Absenk) in einem Bodenelement unter der Sohle

Zur Vermeidung dieser Instabilität im Boden muss eine Auflast auf den Boden aufgebracht werden. An den Bundeswasserstraßen erfolgt dies meist nur an den Böschungen durch das durchlässige Deckwerk, welches i.d.R. aus einer Filterlage und Wasserbausteinen besteht (vgl. Abbildung 1). Das Deckwerk muss so mächtig gewählt werden, dass die effektiven Spannungen im Boden in jeder Tiefe größer als der maximale Porenwasserüberdruck sind. Wird die Auflast zu gering gewählt, so sind langfristig Schäden am Deckwerk durch lokale Bodenverlagerungen nicht auszuschließen.

Für die Bemessung eines Deckwerkes muss die maximale Differenz zwischen dem Porenwasserüberdruck und den effektiven Spannungen ohne Auflast ermittelt werden ($\Delta u - \sigma'$). Diese tritt in der sogenannten „kritischen Tiefe“ d_{krit} auf, die durch Gleichgewichtsbeurteilungen ermittelt werden kann. Hierbei müssen je nach betrachtetem Versagensmechanismus die entsprechend auftretenden Kräfte und geometrischen Randbedingungen Berücksichtigung finden (Böschungsneigung, Reibungswinkel des Bodens).

Grundsätzlich können beim Nachweis der lokalen Standsicherheit zwei Versagensmechanismen unterschieden werden. Einerseits muss nachgewiesen werden, dass es in keiner Tiefe zu einer hydrodynamischen Bodenverlagerung kommt, welche die Stabilität des Deckwerkes langfristig schädigen könnte. Andererseits muss das Deckwerk ausreichend gegen ein Abgleiten in einer böschungsparellen Bruchfuge des Bodens in der kritischen Tiefe d_{krit} unterhalb des Deckwerkes bemessen sein. Der Nachweis beider Versagensmechanismen nach dem GBB wird nachfolgend kurz erläutert. Die Herleitung der Gleichungen sowie weitergehende Informationen sind dem GBB zu entnehmen (GBB, 2003).

3.1 Nachweis der Bemessung gegen hydrodynamische Bodenverlagerung nach dem GBB

Der Nachweis gegen hydrodynamische Bodenverlagerung entspricht dem in der Geotechnik üblichen Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch, bei dem die haltenden Gewichtskräfte den treibenden Strömungskräften aus einem Porenwasserüberdruck gegenübergestellt werden.

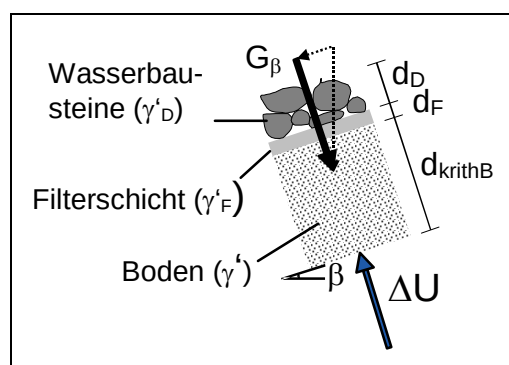


Abbildung 8: Kräftegleichgewicht für den Nachweis der hydrodynamischen Bodenverlagerung

Die kritische Tiefe für den Nachweis der hydrodynamischen Bodenverlagerung d_{kritB} lässt sich unter Berücksichtigung des Böschungswinkels β nach folgender Gleichung ermitteln:

$$d_{krithB} = \frac{1}{b} \ln \left(\frac{\gamma_w z_a b}{\gamma' \cos \beta} \right) \geq 0 \quad (\text{GBB Gl. 7-6}) \quad (4)$$

Aus dem Kräftegleichgewicht folgt der Zusammenhang:

$$g' = \gamma'_D d_D \geq \frac{\Delta u}{\cos \beta} - (\gamma'_F d_F + \gamma' d_{krithB}) \quad (\text{GBB Gl. 7-5}) \quad (5)$$

Erforderliches Flächengewicht der Deckschicht gegen Abgleiten des Deckwerks nach dem GBB

Der Porenwasserüberdruck baut sich senkrecht zur Böschungsoberfläche hin auf, so dass eine böschungsparelle Potentialverteilung entsteht. Diese bewirkt in der kritischen Tiefe d_{krit} ein Minimum in den effektiven Spannungen, d. h. hier werden die haltenden Reibungskräfte minimal. Der Nachweis gegen Abgleiten des Deckwerkes nach dem GBB basiert auf einem Kräftegleichgewicht in der kritischen Tiefe im plastischen Grenzzustand nach dem Rankine'schen Sonderfall. Die Gewichtskraft G' muss im Gleichgewicht stehen mit der durch den Porenwasserüberdruck in der kritischen Tiefe $\Delta U(d_{krit})$ reduzierten Reibungskraft Q , falls vorhanden der Kohäsionskraft C' sowie den haltenden Kräften F aus einer Fußstützung (τ_F) bzw. einer Aufhängung der Deckschicht (τ_A) (s. Abbildung 9).

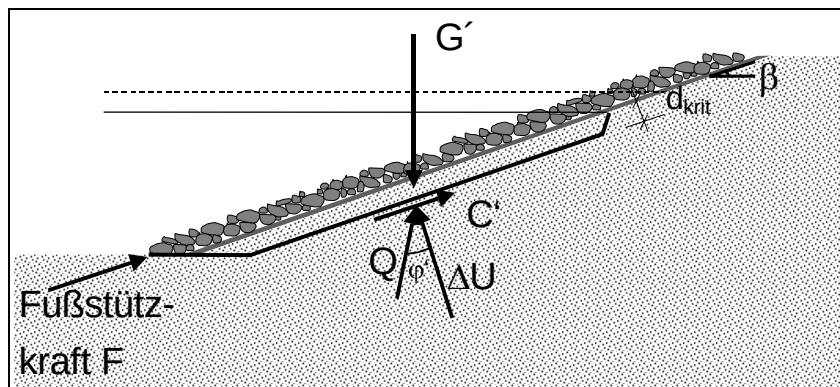


Abbildung 9: Kräftegleichgewicht für den Nachweis gegen Abgleiten der Böschung

Aus diesem Kräftegleichgewicht lässt sich die Formel für das erforderliche Flächengewicht der durchlässigen Deckschicht gegen Abgleiten herleiten:

$$g' = \gamma'_D d_D = \frac{\Delta u \tan \varphi' - c' - \tau_F - \tau_A}{\cos \beta \tan \varphi' - \sin \beta} - (\gamma'_F d_F + \gamma' d_{krit}) \quad (\text{GBB Gl. 7-2}) \quad (6)$$

gültig für $\varphi' > \beta$ mit

- c' effektive Kohäsion des Bodens [kN/m^2]
- φ' effektiver Reibungswinkel des Bodens [$^\circ$]
- τ_A Zusatzspannung [kN/m^2] aus einer Aufhängung der Deckschicht
- τ_F Zusatzspannung [kN/m^2] aus einer Fußstützung

Zur Ermittlung der kritischen Tiefe ist der Reibungswinkel zu berücksichtigen, da dieser über die Neigung der resultierenden Reibungskraft Q einen Einfluss auf das Kräftegleichgewicht hat. Die Tiefenlage der kritischen Bruchfuge d_{krit} lässt sich entsprechend berechnen zu:

$$d_{krit} = \frac{1}{b} \ln \frac{\tan \varphi' \gamma_w z_a b}{\cos \beta \gamma' (\tan \varphi' - \tan \beta)} \geq 0 \quad (\text{GBB Gl. 7-1}) \quad (7)$$

Üblicherweise erfolgt die Ausbildung des Deckwerks am Böschungsfuß mit einer Fußvorlage oder einer Fußeinbindung, seltener durch eine Fußspundwand (MAR, 1993). Bei der Ermittlung des Flächengewichts der Deckschicht kann deshalb am Bruchkörper eine Fußstützkraft F angesetzt werden, die über die Fußkonstruktion aus dem Deckwerk in den Boden eingeleitet wird. Diese Fußstützkraft ist in Gleichung (6) als äquivalente Schubspannung in der Gleitfläche enthalten. Die Größe der mobilisierbaren Fußstützkraft ist einerseits abhängig von der Dicke des Deckwerkes als auch andererseits von der Ausbildung des Böschungsfußes. Ziel der Bemessung ist die wirtschaftliche Optimierung des Deckwerkes durch Variation dieser beiden Kriterien.

3.1.1 Ermittlung der mobilisierbaren Fußstützkraft für den Bruchmechanismus 1 (BM1)

Dem Rechenansatz zur Ermittlung der mobilisierbaren Fußstützkraft wurden auf der sicheren Seite liegende Vereinfachungen der Bruchgeometrie und der Scherwiderstände zu Grunde gelegt. Im Bruchmechanismus 1 (BM 1) wird ein Abscheren des Deckwerkes in einer horizontalen Fuge durch den Böschungsfußpunkt betrachtet, d.h. die mobilisierbare Fußstützkraft entspricht der Kraft die maximal von dem Deckwerk in den Böschungsfuß eingeleitet werden kann (s. Abbildung 10). Im Bruchmechanismus 1 ist diese abhängig vom Deckwerksaufbau und unabhängig vom Porenwasserüberdruck.

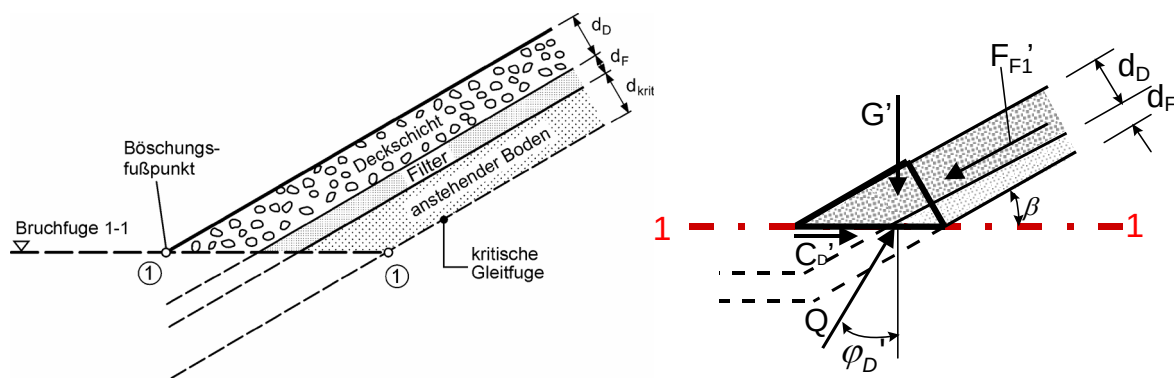


Abbildung 10: Bruchfuge im Bruchmechanismus 1 einer Fußstützung und Kräftegleichgewicht zur Ermittlung der maximalen Fußstützkraft F_{F1} (GBB, 2003)

3.1.2 Ermittlung der mobilisierbaren Fußstützkraft für den Bruchmechanismus 2 (BM2)

Der Bruchmechanismus 2 (BM 2) geht von einem Versagen der Fußstützung selbst aus. Dementsprechend müssen die unterschiedlichen Arten der Fußstützung unterschieden werden.

Bei einer Fußvorlage verläuft im Bruchmechanismus 2 die kritische Gleitfläche unmittelbar unterhalb der Filterschicht entlang der Grenze zwischen Untergrund und Fußvorlage und keilt unter dem passiven Erddruckkörper vor der Fußvorlage in Höhe der Gewässersohle aus (s. Bruchfuge 2-2 in Abbildung 11). Die aus der Fußvorlage mobilisierbare Fußstützkraft berechnet sich aus den zu fordernden Gleichgewichtsbedingungen aller angreifenden Kräfte sowohl innerhalb als auch außerhalb des Böschungsfußstützkörpers. Gegebenenfalls ist zusätzlich ein Kolk vor der Fußvorlage zu berücksichtigen. Zudem ist sicherzustellen, dass die Dicke der Fußvorlage ausreichend ist, um eine hydrodynamische Bodenverlagerung unter der Fußvorlage zu vermeiden (s. 3.1).

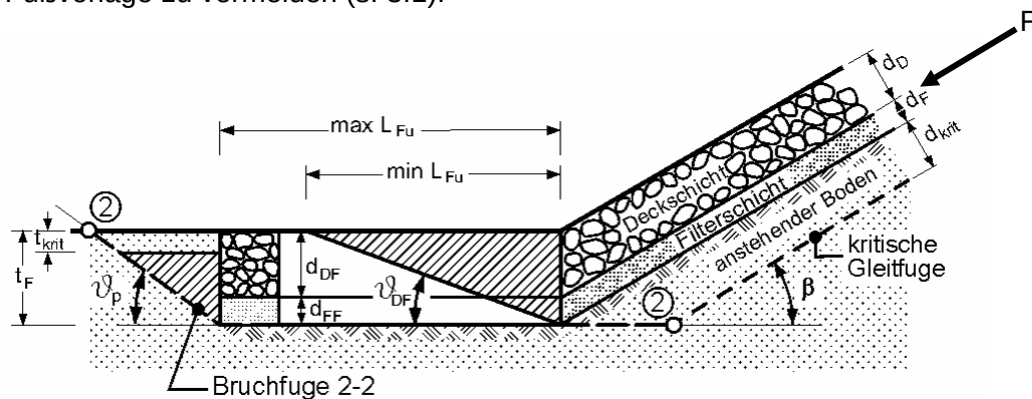


Abbildung 11: Bruchmechanismus 2 bei einer Böschungssicherung mit Fußvorlage (GBB, 2003)

Bei der Fußeinbindung wird im Bruchmechanismus 2 eine Bruchfläche untersucht, die im Boden unter dem Filter oder an der Grenzschicht zwischen Filter und Boden liegt und im Boden unter dem passiven Erdkeil verläuft (s. Abbildung 12). Der Porenwasserüberdruck wird auch auf das Deckwerk im Bereich der Fußeinbindung unterhalb der Gewässersohle angesetzt, da sich hier der Verfüllboden in den Porenraum setzen kann und sich dann im Deckwerk die Durchlässigkeit des Verfüllbodens einstellt. Wird für die Verfüllung jedoch ein Boden mit großer hydraulischer Durchlässigkeit verwendet ($k \geq 1 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$), so ist kein Porenwasserüberdruck anzusetzen. Bei der Festlegung der Einbindetiefe t_F ist ggf. ein Kolk mit einer Tiefe von t_k nach örtlichen Erfahrungen zu berücksichtigen.

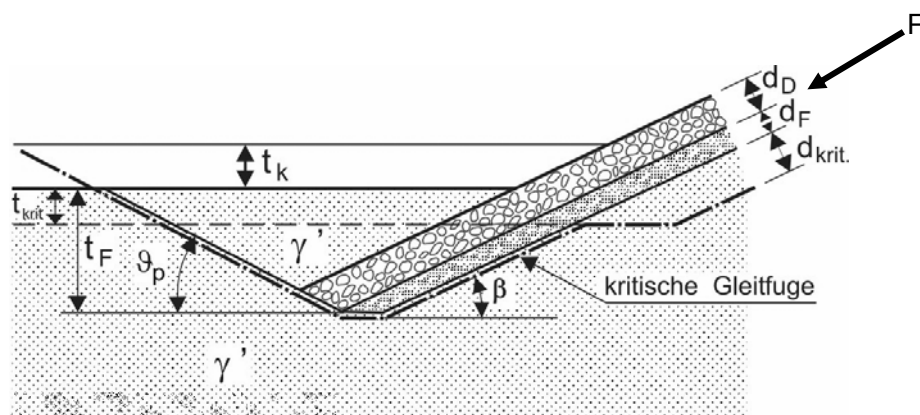


Abbildung 12: Bruchmechanismus 2 bei einer Böschungssicherung mit Fußeinbindung (GBB, 2003)

Die mobilisierbare Fußstützkraft der Fußspundwand ergibt sich aus der üblichen geotechnischen Bemessung einer Spundwand.

Bei allen Fußstützungen ist zu beachten, dass vor der Fußkonstruktion, d. h. auf der haltenden Seite, der Boden an der Sohle bis in die kritische Tiefe t_{krit} hin infolge des Porenwasserüberdrucks fluidisiert und somit in diesem Bereich keine Kraft aufnehmen kann (s. Abbildung 11 und Abbildung 12).

4 Einfluss einzelner Parameter auf die Deckwerksdicke

In der geotechnischen Bemessung wird die erforderliche Deckwerksdicke ermittelt. Das Ergebnis wird durch eine Vielzahl an Parametern beeinflusst:

hydraulische Parameter:	Absunk z_a , Absunkgeschwindigkeit t_a
Bodenparameter:	Durchlässigkeit k ($\rightarrow$ Porenwasserdruckparameter b) Reibungswinkel φ' , Kohäsion c' , Wichte γ
Deckwerksparameter:	Reibungswinkel φ_D' , Wichte γ_D
Konstruktionsparameter:	Fußeinspannung, Wassertiefe h_w , Böschungsneigung m

Zur Ermittlung der Sensitivität der Berechnungsergebnisse bezüglich dieser Parameter wurde ein Standardfall ($z_a = 0,6$ m, $t_a = 5$ s, $k = 1,5 \cdot 10^{-5}$ m/s, $\varphi' = 30^\circ$, $c' = 0$, $\gamma' = 9$ kN/m³, $\varphi_D' = 55^\circ$, $\gamma_D = 8,25$ kN/m³, Fußeinbindung $t = 1,5$ m bzw. Fußvorlage $l_{Fu} = 2$ m, $h_w = 4,0$ m, $m = 3$) unter Variation verschiedener Parameter berechnet. Es wurden die hydrodynamische Bodenverlagerung und das Abgleiten des Deckwerks für den Bruchmechanismus 1 (BM1) sowie für den Bruchmechanismus 2 (BM2, getrennt für Fußeinbindung und Fußstützung) berechnet.

4.1 Variation des Porenwasserdruckparameters b

Ein wesentlicher Parameter ist der b -Wert (Porenwasserdruckparameter). Abbildung 13 zeigt die für unterschiedlichen b -Werte erforderliche Deckwerksdicke d_D .

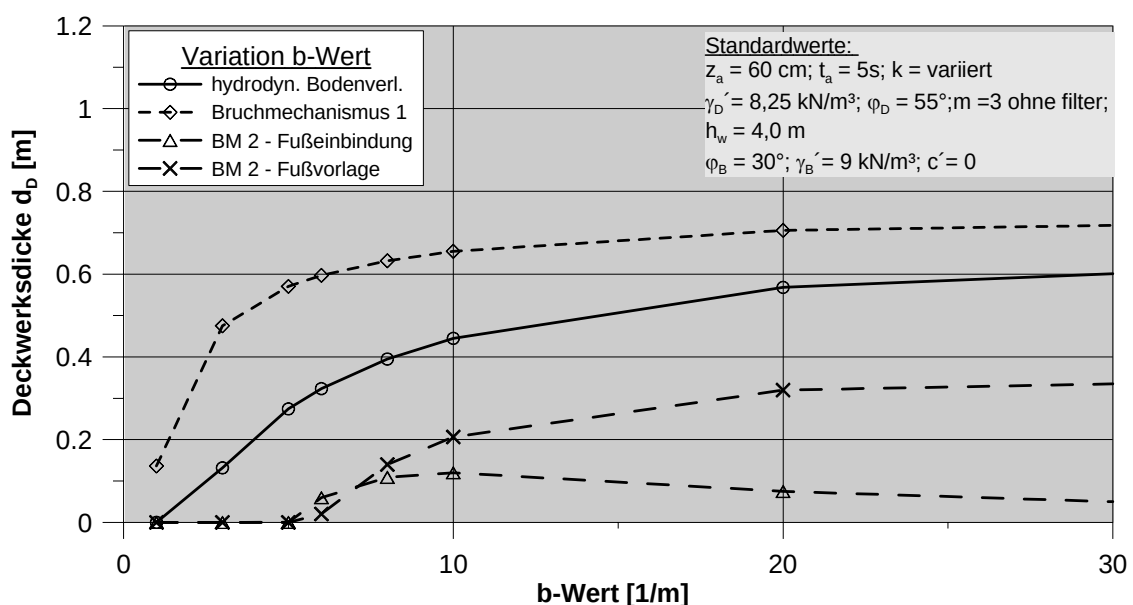


Abbildung 13: Einfluss des b -Wertes auf die Deckwerksdicke

Bei den meisten Nachweisen nimmt die erforderliche Deckwerksdicke mit steigendem b -Wert zu. Zu beachten ist jedoch, dass sich im Fall der Fußeinbindung ein Maximum der Deckwerksdicke einstellt. Dies ist in zwei gegenläufigen Effekten begründet. Bei ansteigendem b -Wert erhöht sich der Porenwasserüberdruck und damit die Belastung auf das gesamte Deckwerk. Andererseits reduziert sich die kritische Tiefe mit steigendem b -Wert, wodurch sich die fluidisierte Zone über der Fußeinbindung verringert. Dementsprechend steigt die vom Deckwerksfuß aufnehmbare Kraft F .

Bezüglich des b -Wertes existiert also kein auf der sicheren Seite liegender Wert. Daher ist es hier nicht möglich, den b -Wert als „vorsichtigen Mittelwert“ im Sinne eines charakteristischen Wertes anzusetzen. Vielmehr sollte der b -Wert möglichst sorgfältig ermittelt werden.

4.2 Variation des Absunkes z_a

Aus Abbildung 14 ist der Einfluss des Absunkes auf die erforderliche Deckwerksdicke ersichtlich.

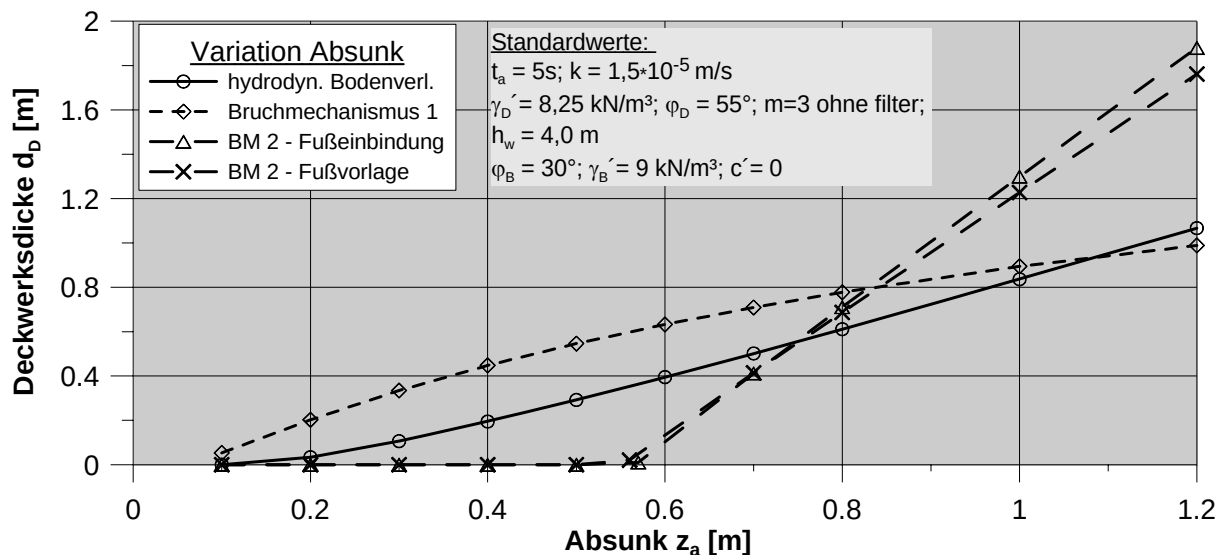


Abbildung 14: Einfluss des Absunkes auf die Deckwerksdicke

Aufgrund des linear in den Porenwasserüberdruck eingehenden Absunkes erhöht sich die erforderliche Deckwerksdicke d_D mit zunehmendem Absunk z_a . Für den Bruchmechanismus 2 ist diese Erhöhung ab einem Grenzwert (hier $z_a \sim 0,55 \text{ m}$) sehr deutlich. Bei hohen Absunkmaßen ist es daher i. d. R. wirtschaftlicher, die Tiefe der Fußeinbindung bzw. der Dicke der Fußvorlage zu vergrößern.

Die Auswirkungen weiterer Parameter sind in der nachfolgenden Tabelle 1 aufgeführt.

Zusammenfassend ist festzustellen, dass die Durchlässigkeit des Bodens und der schnelle Wasserspiegelabsunk einen sehr großen Einfluss auf die Dimensionierung des Deckwerkes haben. Dementsprechend ist auf deren Bestimmung besonderes Augenmerk zu legen. Durch geschickte Dimensionierung der Fußstützung können häufig sehr große Deckwerksdicken vermieden werden.

Parameter	Auswirkung
Kohäsion Boden c'	bereits ab einer geringen Kohäsion sind keine Deckwerke über den Mindestabmessungen erforderlich
Durchlässigkeitsbeiwert Boden k	wird i. w. durch den b -Wert abgebildet, somit sehr großer Einfluss
Reibungswinkel Boden φ'	in den üblichen Variationen $\varphi' = 27,5^\circ - 40^\circ$ nur geringer Einfluss auf die Deckwerksdicke
Wichte Deckwerk γ_D	linearer Einfluss
Böschungsneigung m	in den üblichen Variationen von $m = 2 - 4$ geringer Einfluss
Dimension der Fußstützung	oberhalb eines Grenzwertes sehr großer Einfluss

Tabelle 1: Parameter und deren Auswirkung auf die erforderliche Deckwerksdicke

5 Zusammenfassung und Ausblick

Deckwerke an Binnenwasserstraßen können nach dem GBB bemessen werden (GBB, 2003). Die Deckwerksdicke wird hierbei durch die geotechnische Bemessung festgelegt. Die entsprechenden Nachweise wurden vorgestellt. Die Standsicherheit der Deckwerke wird maßgebend von einem im Boden auftretenden instationären Porenwasserüberdruck gefährdet.

Der wesentliche Bodenparameter bei der Dimensionierung von Deckwerken ist die Durchlässigkeit des anstehenden Bodens. Weitere Bodenparameter sowie der genaue Luftgehalt im Grundwasser sind hier von untergeordneter Bedeutung. Die hydraulische Einwirkung wird durch das Maß und die Geschwindigkeit des schnellen Wasserspiegelabsunkes bestimmt.

Zum Phänomen des Porenwasserüberdrucks als Folge der Kompressibilität des Grundwassers besteht noch weiterer Untersuchungsbedarf. Insbesondere ist der räumliche und zeitliche Verlauf der Bodenverflüssigung infolge Porenwasserüberdruck (Fluidisierung) als hoch instationärer Vorgang zu untersuchen. Weiterhin ist das Filterverhalten von Böden und Geotextilfiltern bei z.T. hohen Gradienten, die der Porenwasserüberdruck oberflächennah erzeugen kann, zu untersuchen. Beide Fragestellungen sind derzeit Forschungsgegenstand in der Bundesanstalt für Wasserbau.

6 Literatur

- GBB (2004): Grundlagen zur Bemessung von Böschungs- und Sohlsicherungen, Mitteilungsblatt Nr. 78, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- MAR (1993): Merkblatt Anwendung von Regelbauweisen für Böschungs- und Sohlsicherungen an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

- MAG (1993): Merkblatt Anwendungen von geotextilen Filtern an Wasserstraßen, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
- KÖHLER, H.-J. (1989): Messung von Porenwasserüberdrücken im Untergrund, Mitteilungsblatt der Bundesanstalt für Wasserbau Nr. 66, S. 155 – 174, Karlsruhe
- KÖHLER, H.-J.; KOENDERS, M. A.(2003): Direct visualization of underwater phenomena in soil-fluid interaction and analysis of the effects of an ambient pressure drop on unsaturated media, Journal of Hydraulic Research, Vol. 41, Issue 1, pp. 69 – 78

Aktuelle Bauverfahren im Verkehrswegebau über Weichschichten am Beispiel der BAB A 20 (Ostseeautobahn)

Dipl.-Ing. Jörg Martini
Josef Möbius Bau-Aktiengesellschaft, Hamburg

1 Zusammenfassung:

Die Bundesautobahn A 20 wurde nach einer Planungs- und Bauzeit von 12 Jahren Anfang Dezember 2005 von Bundeskanzlerin Angela Merkel, sowie den Ministerpräsidenten von Schleswig-Holstein Herrn Peter Harry Carstensen und Mecklenburg-Vorpommern Herrn Harald Ringstorff, sowie vertretend für das Land Brandenburg durch Infrastrukturstaatssekretär Herrn Reinhold Dellmann freigegeben.

Die Autobahn verläuft von Hamburg entlang der mecklenburgischen Ostseeküste und schwenkt im östlichen Bereich nach Süden, um dort mit der Bundesautobahn A11 zusammenzutreffen.

A 20 - Übersicht der Gesamtmaßnahme Planungs- und Baustand

Ministerium für Wissenschaft,
Wirtschaft und Verkehr
des Landes Schleswig-Holstein



Grafik: Manuela Renk - VII 415

Referat 41 / Stand: Januar 2006

Auf insgesamt 323 km Länge verbindet sie die nordwestdeutsche Metropolregion mit den touristischen Orten entlang der Küste und führt weiter in die baltischen Staaten.

In Mecklenburg-Vorpommern durchquert die sogenannte Ostseeautobahn eine flachwellige Endmoränenlandschaft, deren Senken häufig mit Torf und verschiedenen Mudden gefüllt sind. In der Nähe von Rostock tangiert die Trasse einen erst in der Ausführungsphase erkannten, mit extrem weichen Mudden verlandeten See (Bild 1). Hier verläuft die Autobahn in Hanglage auf einem 15 m hohen Damm, unter dessen Böschungsfuß die Mudde in Tiefen bis zu 15 m reicht. Bei der Standsicherheitsberechnung für den Damm kann der extrem weichen Mudde aus Sicherheitsgründen keine Scherfestigkeit zugewiesen werden ($\varphi' = 0$; $c' = 0$).



Bild 1: Moorsenke „Große Hölle“ bei Tessin (verlandeter See)

Vor dem Hintergrund, daß der verlandete See mit keinem Baugerät befahren werden kann und aus ökologischen Gründen auch keine Pontons in Einsatz gebracht werden dürfen, wird eine Böschungssicherung als rückverankerte Stützkonstruktion aus Stahlrohren und geotextilmantelten Sandsäulen realisiert. Hierzu vibriert eine ca. 90 t schwere Ramme die bis zu 21 m langen Stahlrohre bis in den tragfähigen Untergrund und benutzt dieselben Rohre als sichere Aufstandsfläche. Wegen des quasi hydrostatischen Verhaltens der Mudde müssen die Horizontalkräfte aus einem Höhenunterschied von 30 m von der Konstruktion aufgenommen werden. Hierfür sind 13 Lagen hochzugfeste Geogitter mit Verankerungslängen bis zu 28 m notwendig.

Die Inklinometermessungen am Böschungsfuß zeigen 8 Monate nach Erreichen der vollen Dammschütthöhe von 14 m über Ursprungsgelände eine Horizontalverformung, die deutlich kleiner als 0,5 % der Dammhöhe ist.

2 Aufgabenstellung

Vor dem Hintergrund eines unbedingt einzuhaltenden Fertigstellungstermins kommen umfangreiche Umplanungen, wie Trassenverschiebung oder konventionelle konstruktive Lösungen nicht in Frage. Variantenuntersuchungen der ausführenden Arbeitsgemeinschaft der Firmen Bunte und Möbius zeigen außerdem, dass derartige Lösungen neben der Unsicherheit der Ausführbarkeit einen unüberschaubaren Kostenmehraufwand auslösen würden.

Die Besonderheit der ingenieurmäßigen Leistung liegt darin, innerhalb der extrem weichen, nicht begehbaren Moorsenke, örtlich auch „Große Hölle“ genannt, eine Stützkonstruktion einzubringen, welche die großen Vertikal- und Horizontalkräfte aus dem 15 m hohen Damm sicher aufnehmen und in den tragfähigen Untergrund ableiten kann. Bild 1 zeigt die Ausgangssituation: Von der linken Bildseite ausgehend soll die Autobahn in einer Rechtskurve auf einem bis zu 14 m hohen Damm verlaufen. Die rechte Bildhälfte ist geprägt von der zu erhaltenden Feuchthandschaft des verlandeten Sees.

3 Baugrundaufschluß

Um eine Grundlage für die Erarbeitung eines Lösungsvorschlages zu schaffen, werden weitere Aufschlussbohrungen mit durchgehendem Kern und Spitzendrucksondierbohrungen abgeteuft. Mit einem mit dem Investor abgestimmten Laborversuchsprogramm können die Weichschichten und die darunter folgenden tragfähigen Sande und Geschiebemergel genauer untersucht werden. Auf der Grundlage dieser Untersuchungen werden die Bodenkennwerte für die erdstatischen Berechnungen festgelegt.

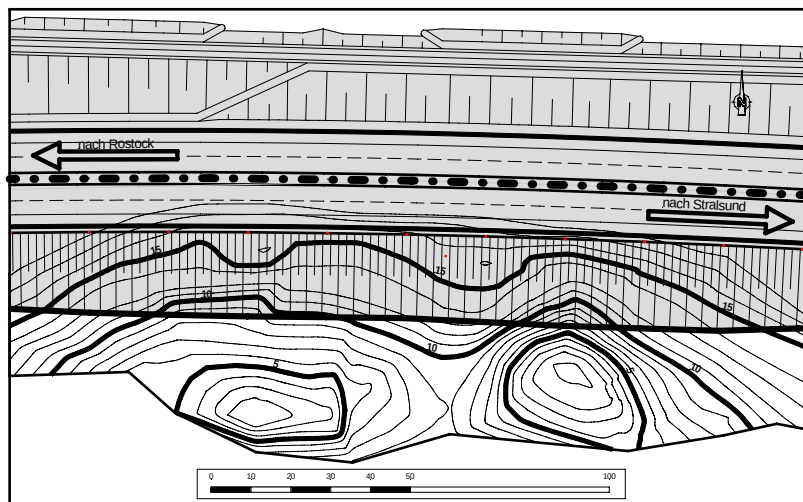


Bild 2: Modellierung der Moorsenke

Zusammen mit den vorhandenen und den neuen Aufschlüssen kann die Unterfläche der Weichschichten recht genau modelliert werden. Die Isolinien dieser Modellierung sind im Bild 2 dargestellt. Der Ausführung voreilend werden weitere Kontrollbohrungen abgeteuft, um das Bodenmodell entlang des Dammfußes zu präzisieren. Die Linie aus dem Bodenmodell und die korrigierte Linie sind in dem Längsschnitt Bild 3 dargestellt.

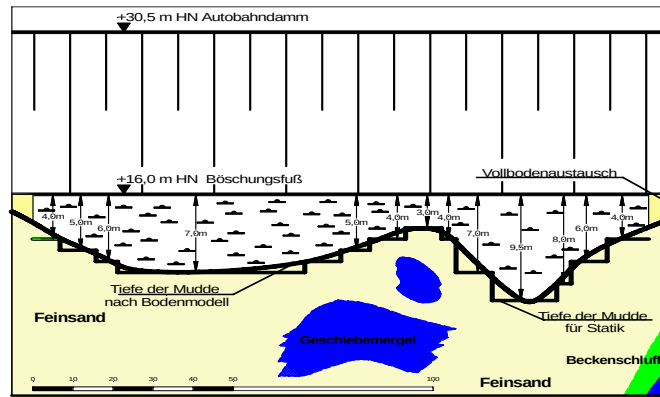


Bild 3: Baugrundlängsschnitt des Dammfußes

4 Tragkonstruktion

Die von der Arbeitsgemeinschaft entwickelte und ausgeführte Lösung ist aus dem Bild 4 ersichtlich: Das Haupttragelement ist der „Reibungsfuß“ bestehend aus Stahlrohren in zwei parallelen Reihen und den dazwischen im Verdrängungsverfahren eingebrachten Sandsäulen. Am Kopfende sind die Stahlrohre mit einer speziellen Stahlkonstruktion verbunden und mit hochfestem Geogitter aus einer Doppellage 400/50-30 Aramid- Geogitter unter dem Damm horizontal rückverankert (Bewehrungslagen bis 28 m lang). Darüber wird der Damm in 1 m Abständen mit Geogitter 110/110-30 und 80/80-30 bewehrt. Der Muddekeil zwischen dem Reibungsfuß und dem Hang wird im Schutz des Reibungsfußes ausgetauscht. Mit dieser Konstruktion wird ein „weiches“ Tragsystem gewählt, bei dem eine Kraftverlagerung durch die Längsvergurtung der Stahlrohre ermöglicht wird (Gruppenwirkung der Rohre) und gleichzeitig die Horizontalverformungen durch das hochzugfeste Geogitter begrenzt werden.

Es wurden zahlreiche alternative Lösungen und Konstruktionen diskutiert und untersucht. Überschlägige Berechnungen fordern dickwandige Spundwandprofile mit Einbindungstiefen bis zu ca. 30 m in den tragfähigen Untergrund (unverankert). Andere Vorschläge tiefgegründeter Schwergewichtsmauern scheitern aus Kostengründen und wegen der zu langen Bauzeiten.

Das ausschlaggebende Kriterium für die Beauftragung der Lösung im Bild 4 ist die Ausführbarkeit in der extrem weichen Umgebung der „Großen Hölle“: Die Torfe und Mudden werden in der Erdstatik mit einer Scherfestigkeit = 0 angesetzt! Außerdem ist diese Konstruktion die wirtschaftlichste und kann termingerecht ausgeführt werden.

5 Bemessung

Die Statik für die Stahlkonstruktion wird vom Ingenieurbüro Mehlhorn Kassel/Berlin in Zusammenarbeit mit dem Ingenieurbüro für Geotechnik Dr. Henne Kassel aufgestellt. Daraus ergeben sich Stahlrohrlängen bis zu 21 m, die in der Erdstatik als Dübel berücksichtigt werden. Es werden Stahlrohre des Durchmessers 920 mm verwendet.

Die Standsicherheit wird für alle Bauzustände untersucht. Der kritischste Bauzustand ergibt sich zum Zeitpunkt des Vollbodenaustausches, bei dem die freistehenden Stahlrohre zusammen mit den geotextilummantelten Sandsäulen dem vollen hydrostatischen Druck aus der Murde widerstehen müssen.

Für den Endzustand wird das **Tragsystem Reibungsfuß – Rückverankerung** berechnet. Dabei werden hangseitig der aktive Erddruck aus der vollen Dammhöhe sowie die Verkehrslasten der Autobahn als aktive Kräfte angesetzt. Diese Kräfte müssen durch die Rückverankerung und den passiven Erddruck vor den Stahlrohren aufgenommen werden. Aus der Graphik des Bildes 4 wird deutlich, dass die steile unterirdische Böschung (Neigung bis zu 34°) den rückhaltenden passiven Erdwiderstand erheblich ungünstig beeinflusst. Der passive Erdwiderstand wird vor der hangseitigen Stahlrohrreihe berücksichtigt. Die Berechnungen führen zu einer erforderlichen Einbindetiefe bis zu ca. 14 m, d. h. bis zu einer Gesamtlänge der Stahlrohre von 21 m. Die erforderliche Rückverankerungskraft ergibt sich zu 220 kN/m. Mit den entsprechenden Abminderungsfaktoren für Geokunststoffe und einem globalen Sicherheitsfaktor von $\gamma = 1,75$ wird ein Geogitter mit einer Nennzugfestigkeit von 800 kN/m erforderlich.

Die globale Standsicherheit am Gesamtsystem wird mit dem Lammellenverfahren für Böschungsbruch berechnet. Aus dieser Berechnung wird die Länge und erforderliche Zugfestigkeit der Dammbewehrung dimensioniert. Um in das Tragsystem auch in Längsrichtung konstruktiv Sicherheiten einzubauen werden biaxiale Geogitter gewählt.

6 Ausführung

Für das Einbringen der Stahlrohre wird ein Mäkler- Rammgerät mit einem Betriebsgewicht von 90 to eingesetzt. Das Konzept der Rammung wird auf die Präzision der Stahlrohrplatzierung abgestellt, die es erlaubt, die schwere Maschine sicher auf die bereits abgeteufte Rohre wie auf Stelzen zu stellen, um die nächsten Rohre einzubringen. Schiefstellungen, unterschiedliche Kopfniveaus der Rohre oder Abdriften aus der Fluchtlinie gilt es unbedingt zu vermeiden, um die Standsicherheit der Maschine nicht zu gefährden. Hierzu werden spezielle Stahl-Baggermatratzen mit Führung der Ketten und eine frei auskragende Schablone für das Setzen der Rohre eingesetzt. Das Bild 5 zeigt die schwere Ramme auf den Rohren über der flüssigbreiigen Moorsenke. Mit diesem System, unterstützt durch die Lasertechnik, gelingt eine sehr hohe Ausführungsgenauigkeit (Bild 6).



Bild 5: Schwere Ramme auf den bereits abgeteufte Stahlrohren



Bild 6: Stahlrohre in genauer Flucht

Auf der Luftaufnahme in Bild 7 ist ein Überblick über die Baustelle festgehalten. Das Rammgerät steht hier kurz vor der Rammung der letzten Stahlrohre der zwei etwa 160m langen Reihen. Danach werden im zweiten Arbeitsgang mit demselben Gerät zwischen den Stahlrohren Sandsäulen im Verdrängungsverfahren abgeteuft, wobei jeweils die äußeren Sandsäulen mit Geokunststoff ummantelt werden, um das „Ausfließen“ des Sandes in die Weichschichten zu verhindern. Alle Sandsäulen werden kurz unterhalb der Verankerungskonstruktion gekappt. Nach der Montage dieser Stahl-Verbindung und Verlegung der hochzugfesten Rückverankerung wird die gesamte Stahlkonstruktion mit Sand eingeschlämmt.



Bild 7: Gesamtüberblick der Baustelle

Darüber wird ein mineralischer Längsfilter aufgebaut, um das aus dem Flächenfilter anfallende Sickerwasser kontrolliert abzuleiten. Der zwischen dem Hang und der Stützkonstruktion verbleibende Muddekeil kann im Schutze der Sandsäulen problemlos bis zu Tiefen von 7,50m ausgetauscht werden. Nach diesem Bodenaustausch kann dann der Damm mit 14 geotextilen Bewehrungslagen aufgebaut werden. Der besondere Anschluß der Rückverankerung als Aramid- Doppellage ist im Bild 8 abgebildet. Diese Geogitterlage wird ohne Vorspannung glatt verlegt.



Bild 8: Rückverankerung der Stützkonstruktion mit Aramid-Geogitter, doppelagig verlegt (Gebrauchslast 220 kN/m)

7 Verformungsmessungen

Zur Kontrolle der Verformungen werden in zwei maßgeblichen Messquerschnitten Horizontal- und Vertikalinklinometer eingebaut und bereits während der Dammaufbauphase gemessen. Im Vorwege werden keine Grenzen für die Verformungen gesetzt. Da in der Erdstatik die Auswirkung von aktivem Erddruck vorausgesetzt wird, kann mit Horizontalverformungen in dm-Größenordnung gerechnet werden.

Zusätzlich werden an den Stahlrohren Messpunkte zur geodätischen Beobachtung der vertikalen und horizontalen Verformungen des Böschungsfußes eingerichtet. Das Bild 9 zeigt die installierten Messeinrichtungen.



Bild 9: Horizontal- und Vertikalinklinometer zur Dammkontrolle

Der Damm wird Ende Juni 2003 bis zum Planum aufgebaut (Bild 10). Während der Aufbau-
phase wird wöchentlich gemessen, welches etwa Laststufen von 2 m Dammhöhe entspricht.



Bild 10: Dammschüttung auf Endhöhe

Die maximalen Horizontalverformungen von nur 5,0 cm in Höhe der Rückverankerung weisen eine stark abklingende Tendenz auf. Sie werden nach etwa 4,5 Monaten im November 2003 erreicht. Die Vertikalverformungen in Form von Setzungen betrugen zum gleichen Zeitpunkt maximal 6,5 cm und zeigen ebenfalls einen stark abklingenden Verlauf. Im Einzelnen sind die bis Mitte November 2003 gemessenen Verformungslinien in den Diagrammen (Bilder 11 bis 13) dargestellt.

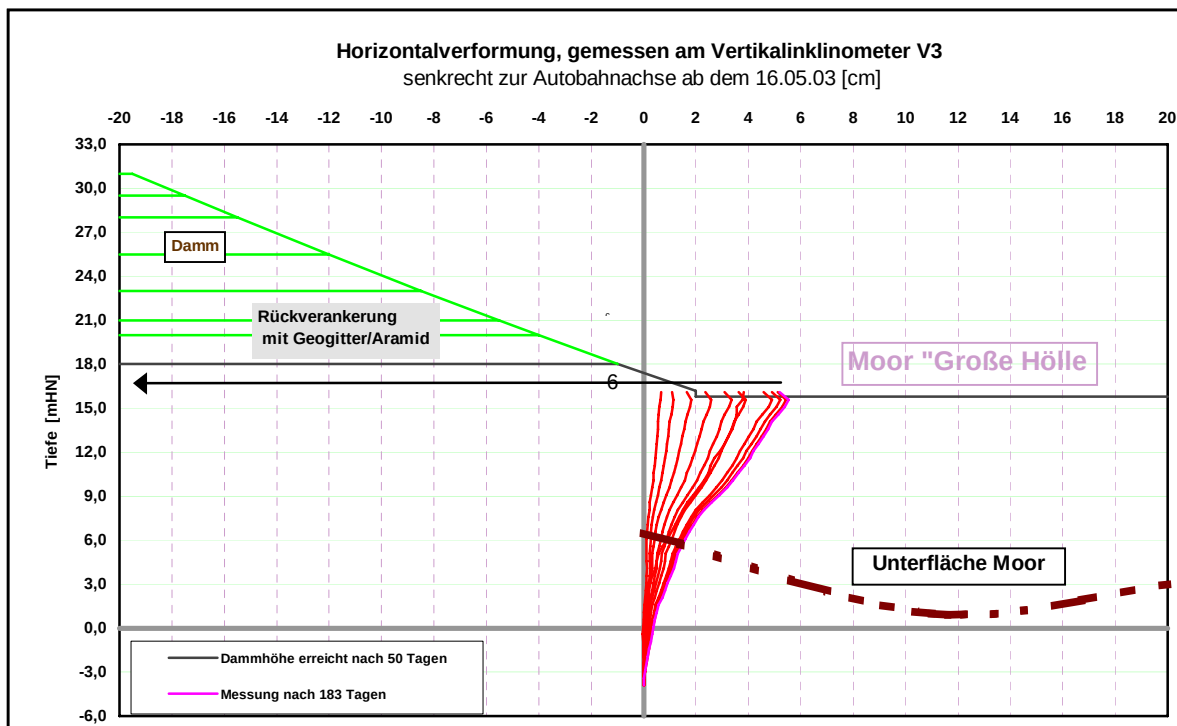
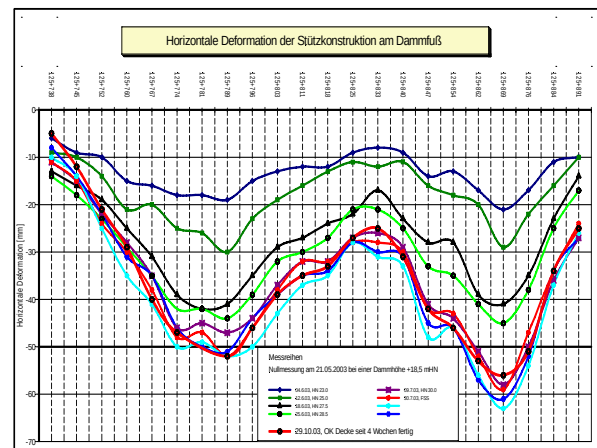
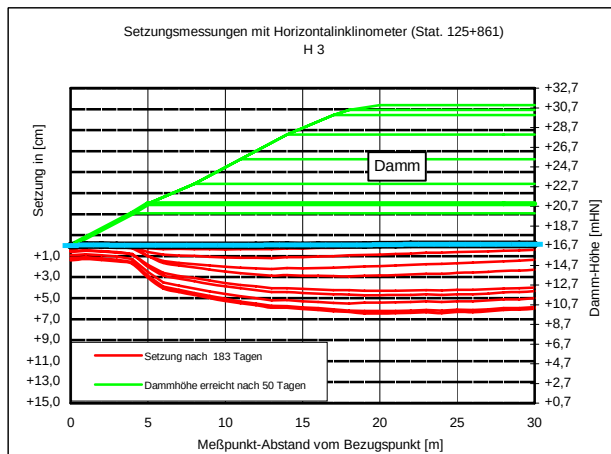


Bild 11. Horizontalverformungen im ungünstigsten Messquerschnitt 3



Bilder 12 und 13: Vertikal- und Horizontalverformungen im ungünstigsten Messquerschnitt 3 (Geodätische Einmessung der Messpunkte siehe Bild 9)

8 Schlussbemerkung

Die Ausführung des Projektes erfolgte unter einer intensiven sowohl geotechnischen als auch maschinentechnischen Vorbereitung und Begleitung (ständige Qualitätskontrollen). Die Realisierung dieser erstmalig ausgeführten Gründungsart wurde durch die Innovationsbereitschaft der ausführenden Firmen zusammen mit dem Bauherrn, der DEGES Berlin ermöglicht.

Schildvortrieb unter der Kölner Altstadt Kompensationsinjektion als Gebäudesicherung im Zuge des Baus der Nord-Süd Stadtbahn

Dipl.-Ing. Joachim Meier
Bilfinger Berger AG, NL Spezialtiefbau, Gst. Rhein Ruhr (Köln)
(Bohr- u. Injektionstechnik, Abschnittsbauleitung)

Dipl.-Ing. (FH) Christof Maier
Ed. Züblin AG, Technisches Büro Tiefbau, Stuttgart
(Injektionsprogramm Sofia)

1 Kurzfassung

Mit dem Bau der neuen Nord-Süd-Stadtbahnlinie wird eine wichtige Lücke im Kölner U-Bahn-Netz geschlossen. Die Kölner Altstadt, die bisher nur über Busverbindungen verfügte, wird dann deutlich besser an den Hauptbahnhof und die nördlich und südlich angrenzenden Stadtviertel angebunden sein.

Entlang der Trasse sind etliche Gebäude der Kölner Altstadt zu sichern. Eines der angewandten Verfahren ist noch recht jung- die Kompensationsinjektion. Die bisher vorwiegend im bindigen Boden eingesetzte Technik, die auf Beobachtungsmethode basiert, wurde hierzu an die anstehenden rolligen Böden angepasst.

Im vorliegenden Beitrag werden die Rahmenbedingungen der geotechnischen Gebäudesicherung und wirtschaftliche Aspekte angesprochen. Im Mittelpunkt steht jedoch das Verfahren der Kompensation aus Sicht der Bauausführung.

2 Projektübersicht

Die neu zu bauende U-Bahntrasse verläuft entlang des Rheins von der Marktstraße im Süden bis zum Dom-/Hauptbahnhof.

Sie wurde in zwei Lose aufgeteilt. Dieser Beitrag beschäftigt sich mit den Kompensationsmaßnahmen des Südloses zwischen Marktstraße und Kurt-Hackenberg-Platz.

Der Großteil des Südloses, das insgesamt ca. 3,3 km lang ist, wird im Schildvortrieb hergestellt. Die beiden Schildmaschinen fahren die ca. 2,7 km lange Vortriebsstrecke mit einem zeitlichen Versatz von ca. 2 Monaten auf. Die Vortriebsarbeiten dauern voraussichtlich von Juni 2006 bis August 2007.

Die Arbeiten werden im Auftrag der Kölner Verkehrsbetriebe AG (KVB) durch die Arbeitsgemeinschaft Nord-Süd Stadtbahn Köln Los Süd, gebildet von den Firmen Bilfinger Berger AG, Wayss und Freytag AG und Züblin AG, ausgeführt.

3 Die Kompensationsmaßnahmen im Überblick

Der Schwerpunkt der Kompensationsmaßnahmen liegt im Bereich der alten Römerstadt zwischen der Haltestelle Heumarkt und der Grenze zum Los Nord am Kurt-Hackenberg-Platz. Weitere Standorte befinden sich im Bereich der Haltestelle Severinstraße und südlich des Chlodwigplatzes in der Bonner Straße.

Zwei der insgesamt sieben Kompensationsschirme weisen eine Besonderheit auf. Hier werden Gebäude gesichert, die auf einer Tiefgründung ruhen. Im Falle des Schirmes Severinstraße handelt es sich um eine Gründung auf Großbrunnen, das Gebäude im Bereich des Schachtes Haus Kutz Nord besitzt eine Bohrfahlgründung.

Zur Vergrößerung des Widerlagers der Injektionen werden hier zusätzlich um die Tiefgründungselemente herum Düsenstrahlkörper erstellt. Auf diese Besonderheit wird im Rahmen des Abschnitts „Aufbau der Kompensationsschirme“ näher eingegangen.



Die weiteren Ausführungen erfolgen am Beispiel des Schirms Haus Kutz Nord.

Im gesamten Los Süd werden 48 Gebäude mittels Kompensationsinjektion gesichert, die Gesamtfläche aller Schirme beträgt ca. 6780 m². Hierfür sind ca. 14,5 km Injektionsbohrungen erforderlich, es wird mit einer gesamten Verpressgutaufnahme von ca. 3200 m³ gerechnet.

4 Die Rahmenbedingungen

Alle Gebäude entlang der Trasse wurden im Auftrag des Bauherren statisch voruntersucht. Dabei wurden Gebäude identifiziert, die während der Vortriebsarbeiten Differenzsetzungen in schädlichem Ausmaß erfahren. Der Großteil dieser Gebäude wird auf geotechnischem Wege gesichert. Außerdem werden konventionelle Gebäudesicherungsmaßnahmen, wie zum Beispiel Giebel Sicherungen, Durchsteifungen und Fundamentertüchtigungen, durchgeführt.

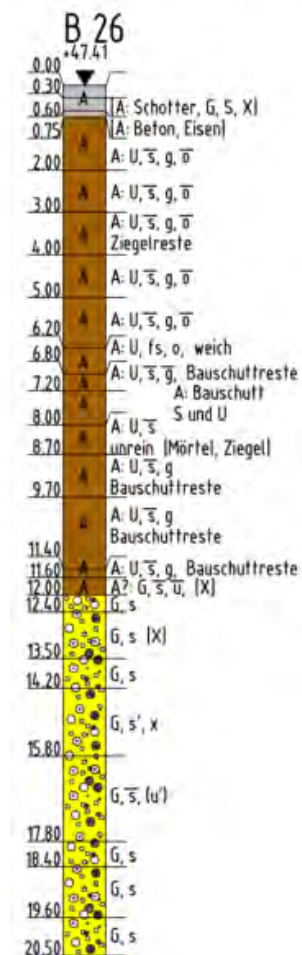


Bild 1: Schichtenfolge einer Erkundungsbohrung im Baubereich

Wichtigste Rahmenbedingung für alle geotechnischen Verfahren ist der Baugrund. Von ferne betrachtet, liegt im Bereich der Kompensationsschirme ein im Wesentlichen zweizoniger Bodenaufbau vor. Kiese und Sande des Quartär werden dabei überlagert von historischen Auffüllungen ehemaliger Hafen- und Wehranlagen des Altertums. Bei näherem Hinschauen stellt sich der Bodenaufbau jedoch deutlich ungleichförmiger dar. So befindet sich der Schirm

The graph illustrates the grain size distribution of a soil sample. The x-axis is the grain diameter d in mm, ranging from 0.001 to 100 on a logarithmic scale. The y-axis is the weight percentage of the total sample, ranging from 0 to 100. The distribution is categorized into three main regions: Schlammkorn (0.001 to 0.075 mm), Sandkorn (0.075 to 4.75 mm), and Kieskorn (4.75 to 100 mm). The curve shows that the soil is primarily composed of fine sand and silt, with a small amount of clay and some coarse sand and gravel.

Korndurchmesser d in mm	Gewichtsprozent der Gesamtmenge (%)
0.001	0
0.002	0
0.004	0
0.0075	0
0.01	0
0.02	0
0.04	0
0.075	0
0.1	0
0.2	0
0.4	0
0.6	0
0.8	0
1.0	0
1.2	0
1.4	0
1.6	0
1.8	0
2.0	0
2.5	0
3.0	0
3.5	0
4.0	0
4.75	0
5.0	0
6.0	0
7.0	0
8.0	0
9.0	0
10.0	0
12.5	0
15.0	0
17.5	0
20.0	0
25.0	0
30.0	0
35.0	0
40.0	0
45.0	0
50.0	0
60.0	0
70.0	0
80.0	0
90.0	0
100.0	0

Die darunter liegenden Kiese und Sande weisen ebenfalls eine sehr heterogene Struktur auf. Die Bodeneigenschaften wechseln hier stellenweise innerhalb weniger Dezimeter Tiefe. Die vorkommenden Bodenarten reichen von groben Rollkiesschichten mit Steinen und mitteldichter bis lockerer Lagerung bis hin zu sehr dicht gelagerten Feinsanden. Letztere nehmen sich bohrtechnisch fast wie Sandstein aus. Die Sandgehalte variieren zwischen 10 und 50 Prozent. Die Zusammensetzung wechselt zwischen sehr enggestuften und gleichmäßig weitgestuften Kornverteilungen, schichtweise kommen auch treppenstufige Verläufe bis hin zur Ausfallkörnung vor.

Die Kölner Innenstadt wurde im zweiten Weltkrieg weitgehend zerstört. Der Wiederaufbau erfolgte sehr schnell im Rahmen einer gelockerten Baugenehmigungsregelung. Dies führte zu einem sehr unterschiedlichen Umgang mit der vorhandenen Bausubstanz. Viele Altstadt-häuser waren vor dem Krieg zweifach unterkellert und flach gegründet. Eine andere häufig anzutreffende Gründungsform besteht aus gemauerten Brunnen, die bei niedrigem Grundwasserstand bis zu den quartären Kiesen abgeteuft und mit Steinen und Mörtelarten verfüllt wurden. In den Nachkriegsjahren wurden die Tiefkeller zum Teil mit Kriegsschutt verfüllt, teilweise innerhalb der alten Kellerwände auf den vorhandenen Fundamenten neu aufge-baut. Die Ursubstanz geht teilweise bis zur Römerzeit zurück, einige Gebäude gründen auf den ehemaligen Stadtmauern oder anderen Gebäuderesten.

In den Folgejahren überwog der Totalabriss und Wiederaufbau in einer verbauten Baugrube, in der Regel aus Stahlbeton. Im Rahmen der weiteren Nutzung kam es auch zur Verbindung mehrerer Keller, beispielsweise mit dem Ziel, genügend große Lagerräume für Einkaufsmärkte oder Gastronomiebetriebe zu erhalten. Dementsprechend vielfältig ist das Problem des adäquaten Umgangs mit den vorhandenen Gebäuden.

Die Kölner Altstadt weist, historisch bedingt, eine sehr feine Parzellierung auf. Dies führt zu engen, verwinkelten Kellergrundrissen, die nicht oder nur unter sehr hohem Aufwand für geotechnische Maßnahmen zugänglich gemacht werden können. Ein weiterer Problempunkt hierbei ist die in der Regel sehr intensive Nutzung der Räumlichkeiten.

Unter diesen Umständen zeigen sich die Vorteile der Kompensationsinjektion, die in der Regel ohne größere Eingriffe in die Gebäudesubstanz auskommt. Lediglich ein Messsystem muss in den Gebäudekellern installiert werden.

5 Grundprinzip der Kompensationsinjektion

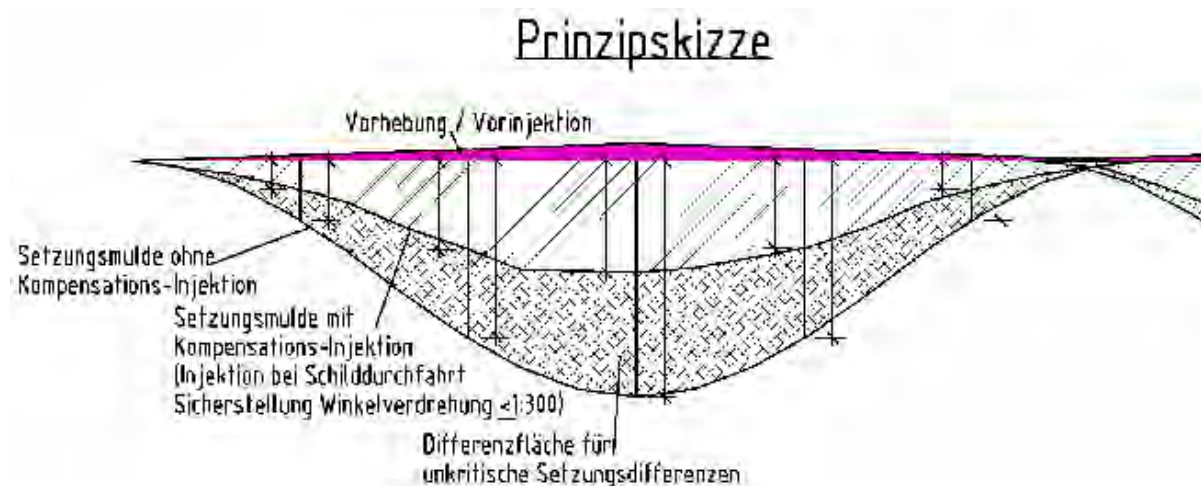


Bild 3: Prinzipskizze der Kompensation

Während der Vortriebsarbeiten kommt es, bedingt durch den unvermeidlichen „Volume-Loss“, zur Ausbildung einer Setzungsmulde, die durch Hebungsinjektionen teilweise ausgeglichen wird.

Die untere, im Bild dargestellte Setzungsmulde würde sich bei Vortrieb ohne weitere Sicherung einstellen. Bei der Beurteilung dieser Setzungsmulde sind nicht so sehr die Absolutsetzungen entscheidend, größere Auswirkungen haben die Differenz- oder Schersetzungen. Die zulässigen Schiefstellungen oder Winkelverdrehungen wurden daher bauseits auf einen Betrag von max. 1:300 beschränkt. Die zweite Linie von unten begrenzt eine Setzungsmulde, bei der dieses Kriterium gerade eingehalten ist. Ziel der Kompensationsinjektion ist es, die Gebäude während der Schildfahrt im schraffierten Bereich darüber zu stabilisieren. Die gefüllte Fläche oben ist eine Vorhebung, die, mittels einer Vorinjektion, vor Durchfahrt der Schildvortriebe eingebracht wird.

6 Aufbau der Kompensationsschirme

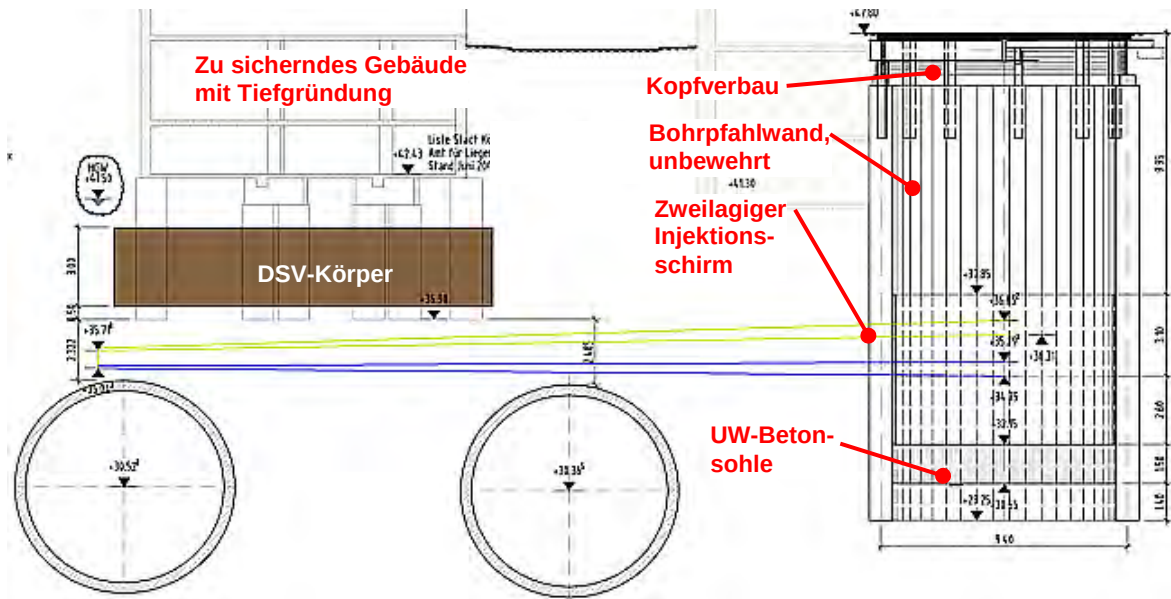


Bild 4: Schirmaufbau (Schnitt)

Um unterhalb der zu sichernden Gebäude Hebungen erzeugen zu können, werden, von seitwärts der Gebäude gelegenen Schächten oder Baugruben aus, horizontale Bohrungen unter die Gebäude vorgetrieben und mit so genannten „Manschettenrohren“ bestückt. Diese weisen im Abstand von 0,5 m radiale Bohrungen auf, die mit Gummimanschetten bedeckt sind und als Rückschlagventile wirken. Durch die Ventile kann der Boden unterhalb der Gebäude zielgenau injiziert werden. Das Manschettenrohr bleibt dabei frei von Injektionsgut und erlaubt mehrfache Injektionen. Dabei wird der vorher erzeugte Injektionskörper aufgebrochen.

Die Schirme bestehen aus zwei Lagen Manschettenrohr, die, gegen bis zu 7 m drückendes Grundwasser, in den Zwischenraum zwischen Gründungsunterkante und Schildvortrieb eingebracht werden. Diese Ventilrohre haben am Ende einen horizontalen Abstand von 2 m. Da die untere Lage zur oberen versetzt angeordnet ist, ergibt sich im Grundriss ein Abstand von 1 m. Diese Abstände sind Maximalwerte, da die Lanzen bei kreisförmigen Schächten radial, bei eckigen Schlitzwandbaugruben parallel angeordnet sind. Die Bohrlänge variiert zwischen 20,50 m und 52,50 m, im Mittel beträgt sie ca. 38 m.

Im Bild 4 erkennt man die Injektionsrohlagen, den mit einer unbewehrten Bohrpfehlwand gesicherten Schacht und den oben angesprochenen Düsenstrahlkörper, der aus dem Gebäudekeller heraus erstellt wird. Die beiden Schirmlagen haben am Ende einen vertikalen Abstand von ca. 0,5 m. Im Schacht ist dieser scheinbar größer, das liegt jedoch an der Anordnung einer, zunächst nicht besetzten, Bohrreihe, die im Bedarfsfall für zusätzliche Bohrungen genutzt werden kann.

7 Vergleich mit dem Ausschreibungsentwurf

Ausgeschrieben war im Fall des hier beispielhaft besprochenen Schirms Haus Kutz Nord ein reiner Düsenstrahlkörper von ca. 9.000 m³. Gemäß dem von der Arbeitsgemeinschaft eingereichten Sondervorschlag genügt zur Unterstützung der Hebungswirkung der Kompensationsinjektion eine Düsenstrahlkubatur von nur ca. 1.000 m³. Weiterhin ist anzumerken, dass dies überhaupt nur bei 2 der 48 betroffenen Gebäude erforderlich ist, die übrigen kommen gänzlich ohne Sicherungen im Düsenstrahlverfahren aus, wodurch entlang der gesamten Strecke mehr als 15.000 m³ Düsenstrahlkubatur entfallen konnten. Neben dem wirtschaftlichen Vorteil dieser Variante sprachen die Schonung des Bodendenkmals und der deutlich geringere Bedarf an Baufeldfläche –große Flächen der Innenstadt werden von April bis Oktober für Außengastronomie genutzt- für die Ausführung der Kompensationsinjektion.

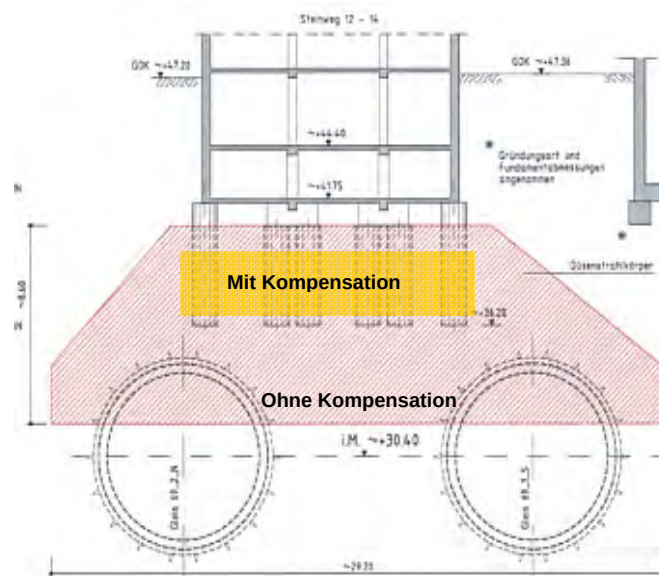


Bild 5: Massenvergleich

8 Der Ablauf der Kompensationsinjektion

8.1 Vorbereitende Maßnahmen

In einem ersten Schritt wird der Kompensationsschacht oder die Schlitzwandbaugrube und ggf. der Düsenstrahlkörper hergestellt.

Die im Rahmen dieser Maßnahme hergestellten, runden Schächte bestehen aus einer überschnittenen, unbewehrten Bohrpfahlwand. Die mit Tauchereinsatz hergestellte UW-Betonsohle ist, zur Gewährleistung der Auftriebssicherheit, über Schubknaggen an die Pfahlwand angeschlossen. Je nach örtlichen Platzverhältnissen beträgt der lichte Innendurchmesser 6 m bzw. 8,5 m. Die Tiefe orientiert sich an der Tiefenlage des auszuführenden Schirms und bewegt sich zwischen rund 11m und 17 m unter GOK. Die Schachtwandung ist im Bereich der Injektionsbohrungen mit einer dränierten Spritzbetonschale ausgekleidet. Diese füllt die Zwickel der überschnittenen Bohrpfahlwand und hat eine annähernd zylindrische Oberfläche, um eine sichere Abstützung der Bohrlafette zu ermöglichen.

Die Düsenstrahlkörper werden, je nach Möglichkeit und Aufwand, aus dem Gebäudekeller oder aus einer vor dem Gebäude gelegenen Primärbaugrube hergestellt.

8.2 Einbringen der Manschettenrohre, Mantelverpressung



Bild 6: Bohrsystem

Die Manschettenrohre werden im Doppelkopfbohrverfahren mit verllorener Krone ($\varnothing 115$ mm) eingebracht, eine spezielle Preventertechnik erlaubt das Bohren gegen drückendes Wasser und verhindert unerwünschten Bodenentzug. Es handelt sich um ein Bohrverfahren mit Rechtsspülung, das Spülwasser wird dabei durch den Zentralspülkanal des inneren Gestänges (T45) nach vorne gepumpt, tritt aus mehreren Öffnungen in der Krone aus und, mit Bohrklein aufgeladen, durch Rückspülfenster in das äußere Bohrrohr ($\varnothing 108$ mm) wieder ein, was eine Grobansprache des Baugrundes über Spülproben ermöglicht. Die Krone lässt sich während des Bohrens relativ zum Bohrrohr verschieben, wodurch der Bodenentzug gesteuert werden kann. Das Innengestänge ist, mittels eines Bajonettadapters, von der Krone abkoppelbar und wird nach dem Abbohren ausgebaut. Die Krone bleibt dabei vor dem Bohrrohr liegen und verhindert das Eindringen von Wasser und Erdstoff. Im Schutze der Krone kann das innen glatte Bohrrohr nun vermessen und mit Manschettenrohr bestückt werden. Anschließend wird das Bohrrohr schrittweise gezogen und der entstehende Ringspalt zwischen Manschettenrohr und Boden „über Kopf“ verpresst. Dabei werden auch Hohlräume und grobporige Strukturen des angrenzenden Bodens von der hier verwendeten Blitzdämmer®-Suspension mit $w/f=1,0$ durchdrungen und vergütet. Auf den Baustoff wird im Abschnitt „Bautechnik“ näher eingegangen.

8.3 Vorinjektion mit Hohlraumverfüllung und Vorhebung

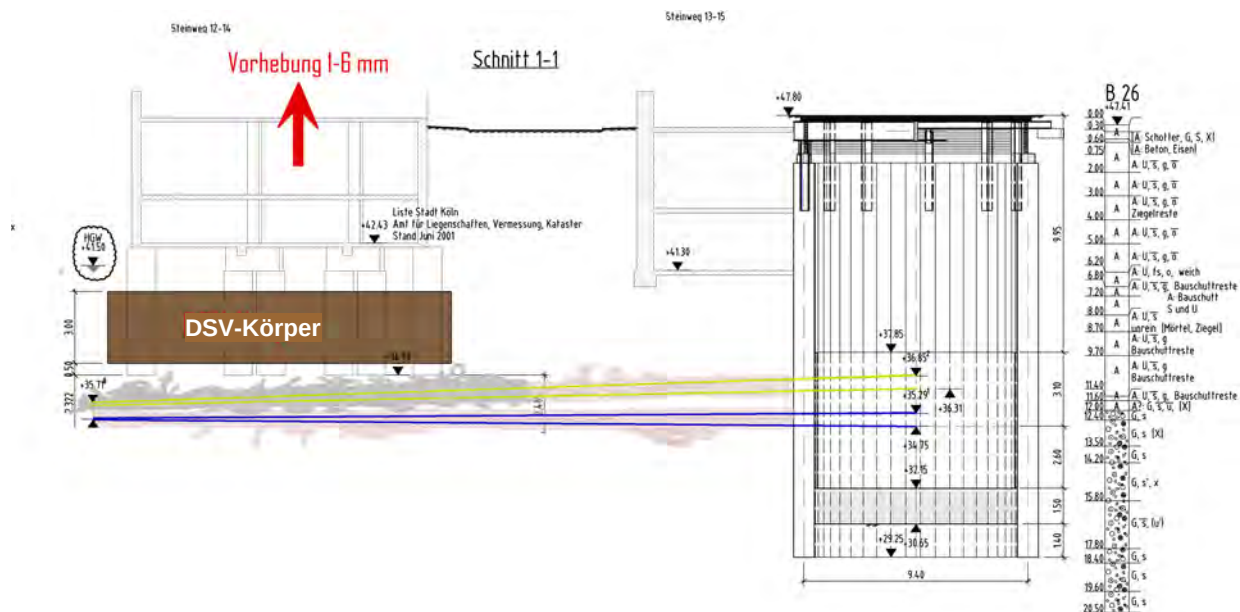


Bild 7: Vorinjektion (Schnitt)

Die Vorinjektion erfolgt mit Hilfe eines hydraulisch expandierbaren Doppelpackers, mit dem die Manschetten, die als Rückschlagventile wirken, direkt angefahren werden. So ist es möglich, den Boden zielgenau und mehrfach zu injizieren. Die bis zu 80 m langen Injektions-schläuche sind auf elektrisch betriebenen Trommeln aufgewickelt, die an der Oberfläche in der Nähe des Schachtrandes aufgestellt sind und vom Injektionspersonal im Schacht ferngesteuert werden. Wenn der Packer an die gewünschte Stelle im Manschettenrohr eingeschoben wurde, wird er, ebenfalls ferngesteuert, expandiert. Der Expansionsdruck ist vorwählbar und wird von einer Automatik überwacht. Er ist abhängig vom Injektionsdruck und vom Ringspalt zwischen Manschettenrohr und entlastetem Packer zu wählen.

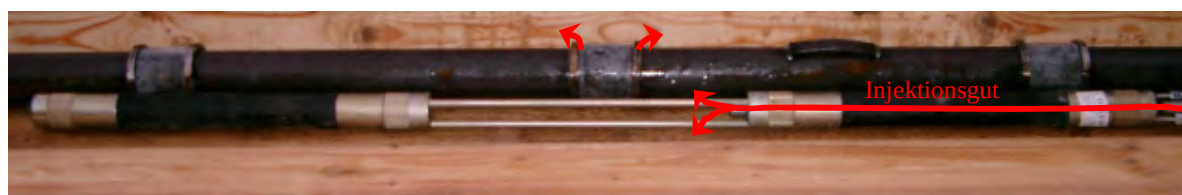


Bild 8: 2" Stahlmanschettenrohr, hydraulisch expandierbarer Doppelpacker

Die Vorinjektion gliedert sich in mehrere Teilschritte. In einem ersten, „Grundinjektion“ genannten Schritt, wird die gesamte Schirmfläche der oberen Manschettenrohrlage gleichmäßig injiziert. Ziel ist die Verfüllung der bestehenden Porenräume und Wegigkeiten zur Erhöhung des Wirkungsgrades während der eigentlichen Kompensation. Für diese, planmäßig hebungsfreie, Injektion werden 100 l/m² Grundrissfläche einer relativ dünnen Suspension (w/f=1,2-1,0) in jede zweite Manschette injiziert.

Je nach den örtlichen Gegebenheiten des Baugrundes und der Auflast geht die Grundinjektion bereits in die Vorhebungsinjektion über. Dies wird am Ende noch genauer ausgeführt. Planmäßig wird die Vorhebung, ebenfalls durch Injektion der oberen Lage, mit einer steiferen Suspension ($w/f=0,9$) durchgeführt. Da zu diesem Zeitpunkt kaum Hebungen und damit Erkenntnisse über Wirkungsgrade vorliegen, werden zunächst geringe Mengen gleichmäßig verteilt injiziert und die weiteren Injektionen, auf Grundlage der so ermittelten Wirkungsgrade, gezielt geplant. Der Wirkungsgrad ist dabei als das Verhältnis des theoretischen Hebungsvolumens (Grundrissfläche $\times$ mittl. Hebung) zum injizierten Suspensionsvolumen definiert. Da die zum Aufreißen und Heben erforderlichen Drücke deutlich höher sind als für die Grundinjektion, muss, abhängig vom Zustand der Kellerböden und ihrem Abstand zum Manschettenrohr, überlegt werden, ob in Teilbereichen bereits die untere Manschettenrohrlage für die Vorhebung herangezogen wird. Wie auf der in Abschnitt 6 besprochenen Schnittzeichnung der Setzungsmulde zu sehen, ist die Vorhebung nicht gleichmäßig über die Breite der Setzungsmulde verteilt, sondern ein, stark verflachtes, Negativ der angenommenen Setzungsmulde.

8.4 Kompensation

Zwar wird „Kompensationsinjektion“ als Oberbegriff für das gesamte Verfahren benutzt, ist eigentlich jedoch nur eine Phase desselben. Sie dient dazu, die von der Schildfahrt aufgrund des unvermeidlichen „Volume-Loss“ erzeugten Setzungen aufzufangen und teilweise auszugleichen.

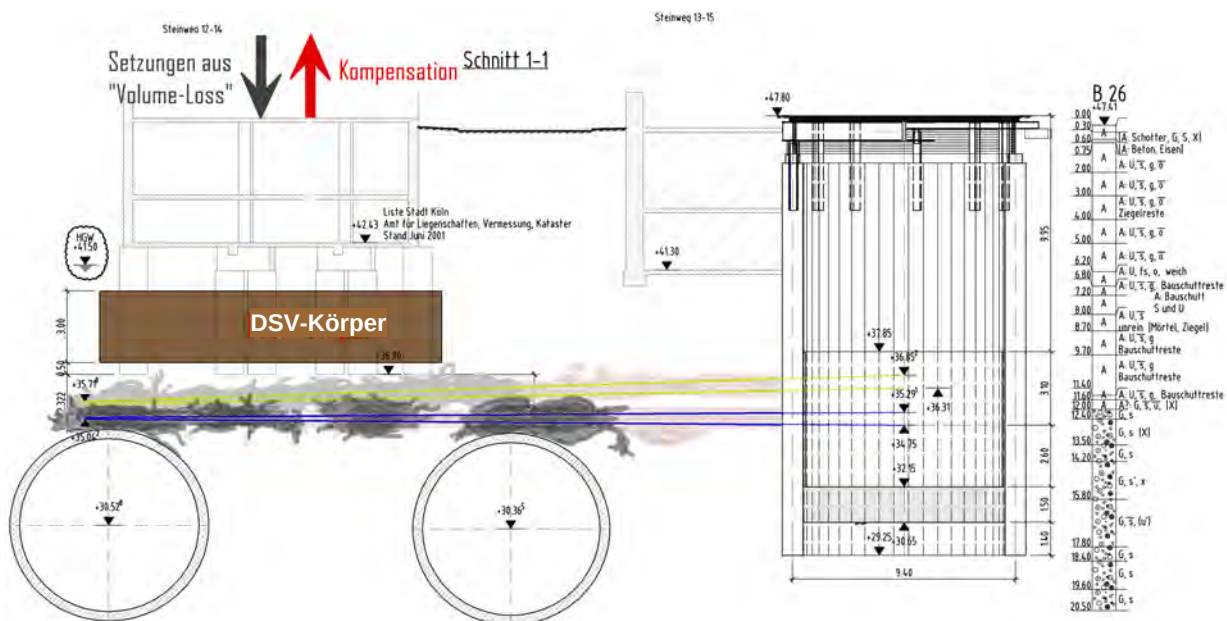


Bild 9: Kompensation (Schnitt)

Hierfür ist zwangsläufig ein Aufreißen des vorinjizierten Bodens erforderlich. Gleichzeitig ist der Wirkungsgrad von entscheidender Bedeutung, denn die Schildfahrt legt ca. 12 m /KT zurück, jedoch kann ein bestimmter Querschnitt nach Passage des Schneidrades nicht sofort injiziert werden, da der Tübbingmörtel und die Schildmantelverpressung zunächst ansteifen müssen. Die Schildfahrt erzeugt also in dieser „Karenzzeit“ einen Injektionsbedarf, der dann sehr zügig abgearbeitet werden muss. Da die Anzahl der sinnvoll einsetzbaren Packer

ebenso begrenzt ist wie der Raum in den Schächten, muss die Injektion schnell Hebungen erzeugen können, um schiefe Setzungsschäden effektiv zu vermindern.

Ziel muss also das Aufreißen des vorher injizierten Bodenkörpers sein, jedoch möglichst ohne neue Bereiche des bislang nicht injizierten Bodens aufzuschließen. Dazu wird das Verpressgut weiter verdickt ($w/f=0,8$). Die kinematische Zähigkeit der Blitzdammersuspension ist dabei deutlich höher als die von Zementsuspension des gleichen w/f -Wertes und liegt an der Grenze der technisch sinnvollen Verarbeitbarkeit. Hier ist beispielsweise zu beachten, dass eine steifere Suspension überproportional höhere Leitungsdruckverluste mit sich bringt. Diese werden vorab durch Versuche bestimmt und bei der Wahl des Grenzdruckes an der Pumpe dem effektiv im Boden gewünschten Grenzdruck zugeschlagen. Bei einem plötzlichen Aufsättigen von Fließwegen im Boden fällt jedoch der Durchfluss und damit der Druckverlust steil ab, wodurch der Effektivdruck im Boden kurzzeitig unerwünschte Höhen erreichen kann. Weiterhin verringert sich unterhalb von $w/f=0,8$ die Topfzeit des Blitzdammers schlagartig, die bei einer Mischungstemperatur von 20°C und $w/f=0,8$ bereits bei nur ca. 20 Minuten liegt.

9 Bautechnik

9.1 Bohranlage

Eigens für diese Maßnahme und Bohrarbeiten aus runden Schächten heraus wurde ein Schachtbohrgerät entwickelt und gebaut. Es handelt sich um eine Plattform, die auf drei Standbeinen ruht und mit Hilfe eines hydraulischen Klettersystems mehrere Meter in der Höhe verstellbar ist. Horizontale, ebenfalls hydraulisch betätigte, Abstützungen erlauben die Feinjustierung und Arretierung der Plattform in der Waagerechten. Die Anlage ist mit geringem Aufwand auf zwei verschiedene Schachtdurchmesser anpassbar. Aufgebaut ist eine Lafette vom Typ Klemm 806, bestückt mit einem Drehantrieb KH27 mit H-Motoren für das äußere Bohrröhr $\varnothing 108\text{ mm}$ und einem hydraulischen Drehbohrhammer KD 1215 R. Dies ist eine sehr starke Lafette und Bestückung, die sich für die anspruchsvolle Bohraufgabe – bis zu ca. 53 m horizontal und hochgenau im heterogenen, hindernisreichen Boden – gut bewährt hat. Sie ist um 360° drehbar und wird vor jeder Bohrung, mittels eines im Schacht installierten Tachymetersystems, hochgenau eingerichtet.

Die Antriebskraft wird von zwei dieselhydraulischen Aggregaten je 86 kW geliefert, die auf der Geländeoberfläche aufgestellt sind und vollständig über eine elektrische Fernbedienung, von der Plattform aus, gesteuert werden.

Ebenfalls an der Oberfläche ist ein kleiner Misch-Pump-Container aufgestellt, der sowohl die Bohrspülung mit dem erforderlichen Spüldruck – zumeist Wasser – bereitstellt, als auch die Mantelverpressung (s. Abschnitt 9.2) ermöglicht. Weiterhin verfügt er über eine kleinere, unabhängige Injektionspumpe, die mit einem Packer bestückt ist. Mit Ihrer Hilfe kann, über die bereits eingebrachten Manschettenrohre, auf eventuelle spontane Setzungen während der Bohrarbeiten reagiert werden.

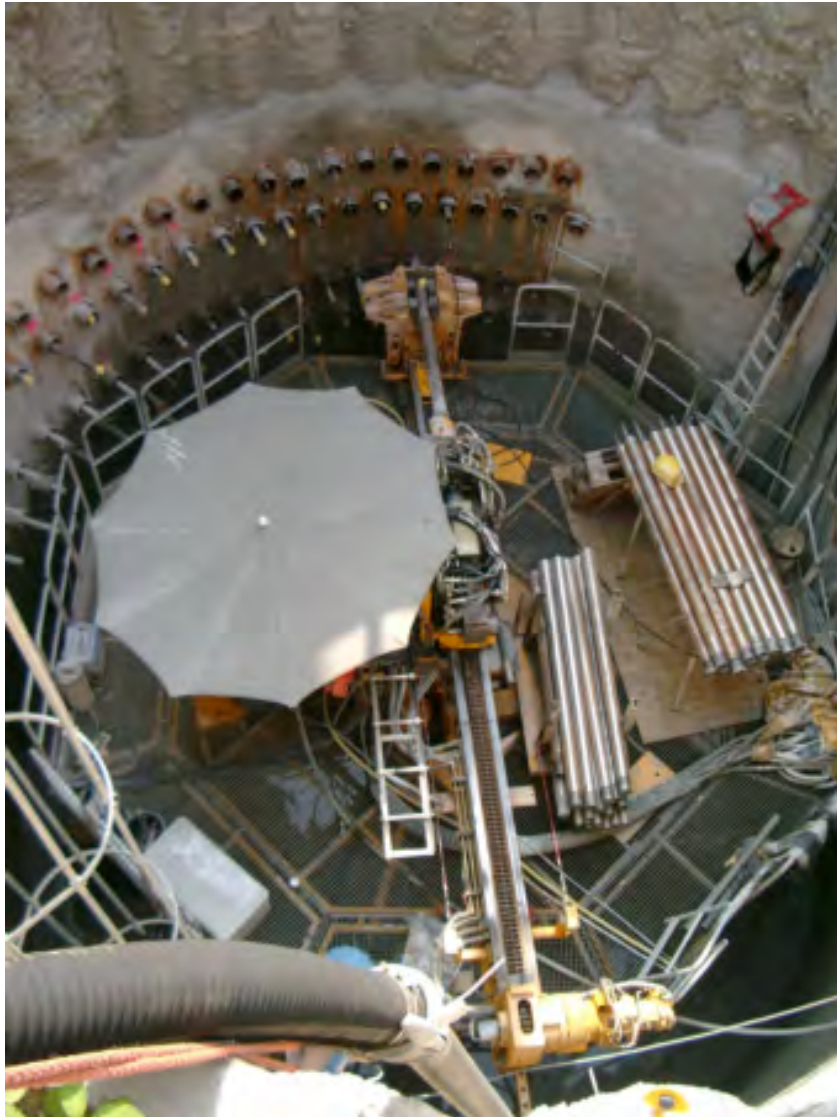


Bild 10: Schachtbohrgerät im Schacht

Alle für Bohrung und Injektion relevanten Daten werden elektronisch aufgezeichnet und auf Diagrammen über Zeit bzw. Bohrlänge dargestellt.

Jede Bohrung wird, vor der Bestückung mit Manschettenrohr, mit einer elektronischen Bohrlochsonde vom Typ Reflex Maxibor® vermessen. Sollten zu große Bohrabweichungen, insbesondere in Richtung Schildvortrieb, aufgetreten sein, ließe sich das Bohrrrohr, unter Verpressung des Bohrkanals zu diesem Zeitpunkt noch schadlos ziehen. Dies ist bisher jedoch nicht erforderlich geworden, insgesamt konnten die Bohrungen, trotz zahlreicher Hindernisse aus Mauerwerk, Basalt, Findlingen oder Holz, mit erfreulich hoher Genauigkeit hergestellt werden. Die Abweichungen lagen im Mittel deutlich unter 1% der Bohrlänge.



Bild 11: Bohrlochvermessung

9.2 Injektionsanlage für Manschettenrohrinjektion

Kernstück der Anlage, die nach Abschluss der Bohrarbeiten zum Einsatz kommt, ist ein vollständig rechnergesteuerter 8-Pumpen-Container mit eingebautem Automatismischer. Alle Funktionen können von einem einzigen Bediener überwacht und gesteuert werden, dazu steht eine Konsole mit Touch-Screen und übersichtlichen Prozessschaltbildern zur Verfügung. Der Steuerrechner ist über Netzwerk mit der Messwarte verbunden. Von hier kommen die Verpressanweisungen, die Istdaten der Injektionen werden zurückgegeben.

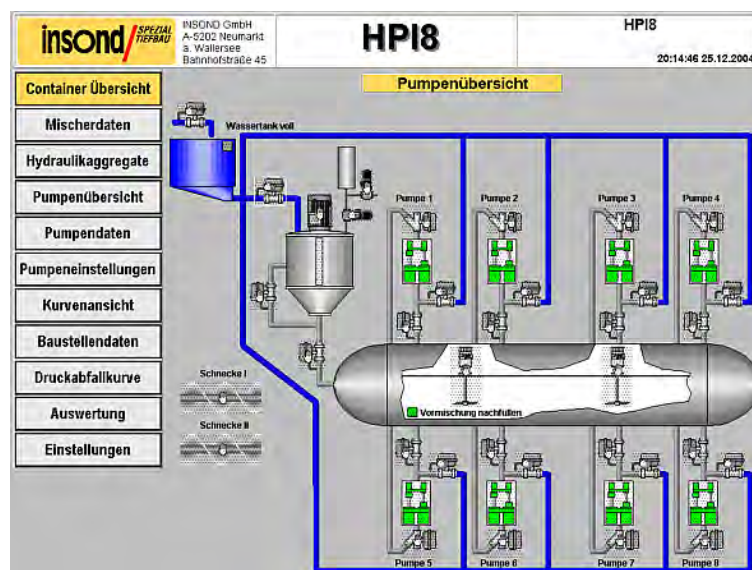


Bild 12: Steuerung des Injektionscontainers

Vom Mischer kommend, passiert das Injektionsgut die Injektionspumpen und gelangt über die Injektionsleitung zum Packer und schließlich durch die Manschetten (Rückschlagventile) in den Boden. Je ein Injektionsschlauch ist mit der Expansionsleitung und einem Stahlseil zu einem so genannten Packergeschirr gebündelt und auf einer Trommel aufgewickelt. Die Trommeln sind elektrisch angetrieben und mit einer Wasser-Hochdruckpumpe für die Packerexpansion ausgestattet. Über Fernbedienungen kann das Injektionspersonal im Schacht das Auf- bzw. Abwickeln der Packergeschirre steuern und den Packer schließlich an der vom Injektionscontainer über Funk übermittelten Stelle expandieren.



Bild 13: Motorisierte Packerschlauchtrommeln

9.3 Injektionsgut

Als Injektionsgut wurde ein Blitzdämmer® 750 des Herstellers AZBUT gewählt.

Dieses Material steift bereits nach ca. 4-6 Stunden an, erreicht aber mit maximal 3,5 N/mm² eine Endfestigkeit, mit der es späterer Bautätigkeit, insbesondere jedoch der Kompensationsinjektion, nicht hinderlich ist. Die Frühfestigkeit ist im Hinblick auf die gewünschte rasche Stabilisierung des Bodens nach der Schilddurchfahrt sowie die Begrenzung der Nachsetzungen eine willkommene Eigenschaft. Weiterhin handelt es sich um ein hinlänglich erprobtes Massenprodukt mit einer hohen Gütestabilität, das in einem weiten w/f-Bereich stabile und gut injizierbare Suspensionen ergibt. Da es vollständig mineralisch ist, genügt es den strengen Anforderungen der Unteren Wasserbehörde, die Injektionen mit organischen Verbindungen nicht zulässt.

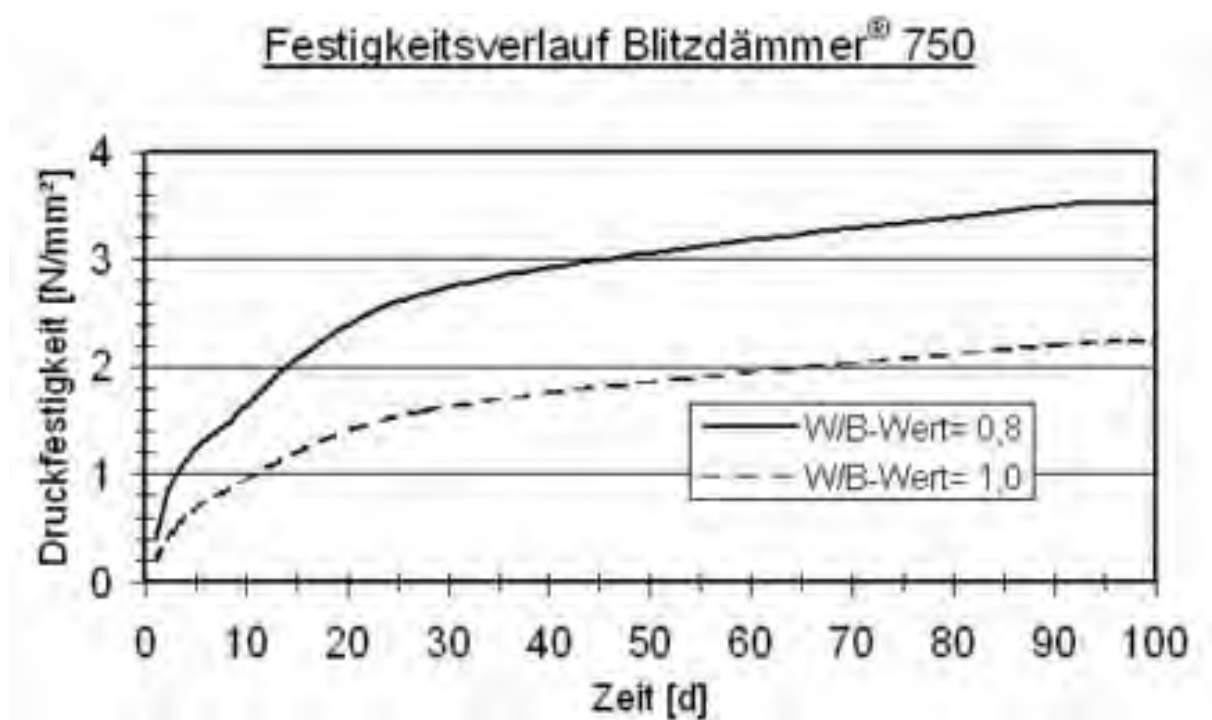


Bild 14: Festigkeitsentwicklung des Blitzdämmers

10 Messsystem

Absolut unabdingbar für die Durchführung der Kompensationsinjektion, die auf Beobachtungsmethode beruht, ist ein geeignetes Messsystem, mit dessen Hilfe die Gebäudebewegungen erfasst werden können.

Um ein realistisches Bild von den Verformungen der Gebäude zu erhalten, ist die Überwachung der Bewegungen aller Grundrisspunkte erforderlich, an denen sich Lasten konzentrieren. Da diese oftmals nur wenige Meter voneinander entfernt sind, werden zur Abbildung von Verkipnungen unterhalb des Warnwertes bereits Genauigkeiten in der Setzungsmessung von kleiner als 1 mm benötigt.

Weiterhin muss das Messsystem automatisch arbeiten, um trotz der Vielzahl der Messpunkte (im Ganzen ca. 400) eine rechtzeitige Reaktion auf die eingetretene Setzung zu ermöglichen. Es muss weitgehend ohne direkten Zugang zu den Messpunkten auskommen, da die Kellerbenutzung möglichst nicht beeinträchtigt werden soll.

Um diese hohen Anforderungen zu erfüllen, wurde ein Druckschlauchwaagensystem installiert. Im Gegensatz zur handelsüblichen Maurer- oder Freispiegelschlauchwaage werden dabei nicht die Höhen sich nach dem Prinzip der kommunizierenden Röhren einstellender Pegel gemessen, sondern die hydrostatischen Drücke an den jeweiligen Messpunkten. Dabei steht das ganze System unter einem Überdruck von ca. 20-30 cm Wassersäule, der von einem erhöht angebrachten Ausgleichsbehälter herrührt. Die absolute Druckhöhe wird durch Bezug auf einen Referenzpunkt eliminiert, nur die Druckhöhendifferenzen werden übermittelt. Wenn nun ein Sensor relativ zum Referenzpunkt abwärts bewegt

wird, steigt die Druckhöhendifferenz, bei Aufwärtsbewegung fällt sie. Durch diesen Aufbau ist das System unempfindlich gegen Verluste durch Verdunstung im Ausgleichsgefäß oder Mikroleckagen.

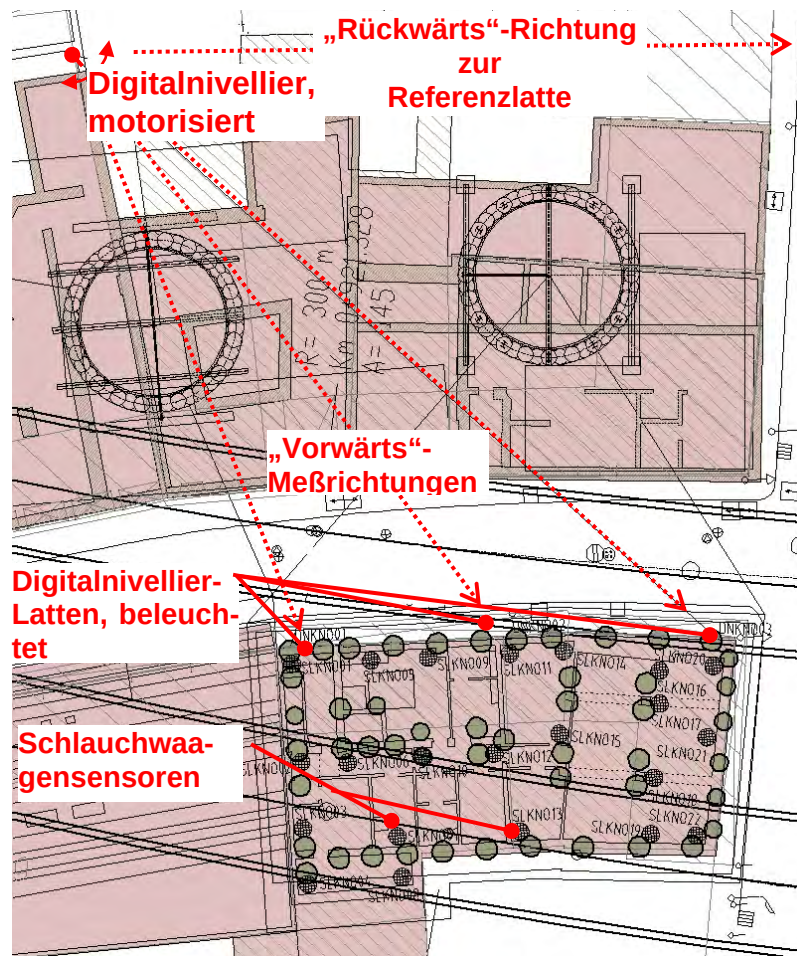


Bild 15: Meßsystem (Grundriß)

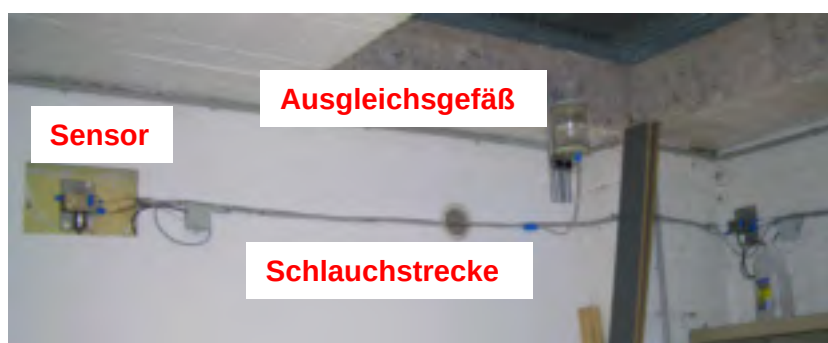


Bild 16: Schlauchwaageninstallation

Zur Bestimmung absoluter Setzungen muss dem Referenzpunkt des Systems nun eine Absoluthöhe zugewiesen werden. Diese kann, wenn der Referenzpunkt sich innerhalb der Setzungsmulde oder Kompensationsfläche befindet, zeitlich variabel sein und muss, ebenfalls automatisch und mit hoher Genauigkeit und Messkadenz, bestimmt werden. Hierzu stehen verschiedene Systeme zur Verfügung, im Falle des hier besprochenen Schirmes

Haus Kutz Nord wird ein automatisiertes Digitalnivellier eingesetzt. Dieses Referenzsystem besteht aus mehreren Messlatten an den zu überwachenden Gebäuden und einer Referenzmesslatte, die sich außerhalb des Einflussbereiches der Schildfahrt befindet. Das Digitalnivellier fährt nun die Messlatten der Reihe nach an und gibt je Messlatte einen über drei Messungen gemittelten Wert an den Zentralrechner. Die Genauigkeit beträgt ca. 0,3 -0,5 mm.

Alle Messungen laufen in einer zentralen Messwarte zusammen und werden dort für den Schichtingenieur übersichtlich dargestellt und für die Entscheidung über zu tätige Injektionen aufbereitet.

11 Das Injektionsprogramm SOFIA

Hierfür wurde von der Ed. Züblin AG die Software SOFIA entwickelt, die die anfallenden Rohdaten aus Setzungsmessungen und Injektionen zusammenführt und diese Daten an der Gebäudestruktur bzw. Hebefläche darstellt. Nach der ingenieurmäßigen Bewertung der Daten können die erforderlichen Nachinjektionen abgeleitet und die erforderlichen Soll-Daten zur Verfügung gestellt werden. Darüber hinaus archiviert SOFIA auch die anfallenden Mess- und Injektionsdaten und ermöglicht somit der Bauleitung ein zeitnahes und prüffähiges Berichtswesen der Injektionsarbeiten gegenüber dem Bauherrn im Sinne der Qualitätssicherung und -kontrolle. Auf der Baustelle in Köln wird SOFIA für die folgenden Aufgaben verwendet:

- Vorbereitung von Injektionen (Bereitstellung von Soll-Daten)
- Visualisierung von Mess- und Injektionsdaten (Auswertung der Ist-Daten)
- Berichtswesen und Leistungsnachweis (Dokumentation)
- Archivierung der Mess- und Injektionsdaten in der internen Datenbank

11.1 Regelkreis Kompensationsinjektion

Das zu sichernde Gebäude unterliegt verschiedenen setzungsrelevanten Einwirkungen. Dies sind zunächst die Herstellung der Bohrungen für die Manschettenrohre, später der TBM-Vortrieb und planmäßig natürlich auch die Injektionen. Die Setzungen und Hebungen dieser Einwirkungen werden permanent durch die installierten Schlauchwaagen registriert. Die Messdaten werden auf einem Server abgelegt und von SOFIA automatisch in einem frei wählbaren Intervall eingelesen. In einem Überwachungsmonitor stellt SOFIA den Gebäudegrundriss und die symbolisierten Schlauchwaagen mit den aktuellen Messwerten dar. Entsprechend der Schlauchwaagenverteilung wird der Gebäudegrundriss in Teilflächen unterteilt, wobei jede Teilfläche den Einflussbereich einer Schlauchwaage repräsentiert. Werden kritische Zustände anhand abgestimmter Grenzwerte erkannt, können kompensierende Injektionen programmiert werden. Die Auswirkungen dieser Injektionen auf das Gebäude werden wiederum über das Messsystem registriert und auf dem Überwachungsmonitor dargestellt. Dieser Zyklus wird bis zum Erreichen der Soll-Lage des Gebäudes durchgeführt.

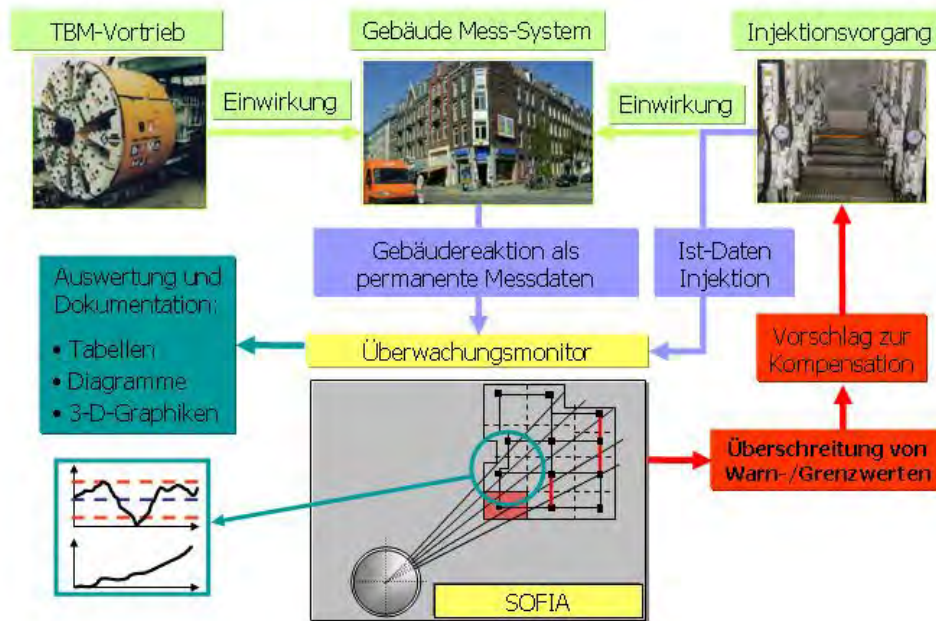


Bild 17: Schematische Darstellung Regelkreis Kompensationsinjektion

11.2 Überwachungsmonitor und Visualisierung der Setzungsdaten

SOFIA stellt auf dem Überwachungsmonitor für jeden Injektionsstandort den Gebäudegrundriss mit den symbolisierten Messpunkten dar. Hierfür werden aus den vorliegenden CAD-Zeichnungen der Ausführungsplanung die Gebäudegeometrien übernommen und um injektionsspezifische Informationen, beispielsweise Länge und Bezeichnung der Manschettenrohre, Anzahl und Abstand der Ventilöffnungen usw., ergänzt. Mit diesen Angaben kann das Modell fertig gestellt und - durch Verbindung mit dem Messsystem - die Überwachung des Gebäudes begonnen werden. Die Messwerte der Schlauchwaagen werden durch SOFIA automatisch aus dem Messsystem in die interne Datenbank eingelesen. Der Überwachungsmonitor dient zur schnellen Erfassung der aktuellen Setzungen eines Standortes und soll kritische Situationen frühzeitig identifizieren. Überschreiten die Messwerte der Schlauchwaagen einen vorher definierten Warn- oder Grenzwert, werden die entsprechenden Schlauchwaagensymbole blau oder rot eingefärbt. Über Abstand und Setzungsdifferenz benachbarter Schlauchwaagen können die Schiefstellungen errechnet und in gleicher Weise durch Vergleich mit Warn- oder Grenzwerten überwacht werden.

Anhand der hinterlegten Daten können zeit- oder geometriebezogene Auswertungen der aktuellen Setzungen, aber auch für jeden Zeitpunkt der Vergangenheit, erfolgen. Hierfür können Tabellen, Diagramme und Grafiken aktiviert werden und damit dem technischen Personal die Entscheidungsfindung vereinfacht werden. Die aktuellen Messwerte können an den Schlauchwaagensymbolen direkt abgelesen oder in der Abwicklung aller Schlauchwaagen abgerufen werden. Die Bandbreite der zulässigen Setzungen/Hebungen wird ebenfalls angezeigt.

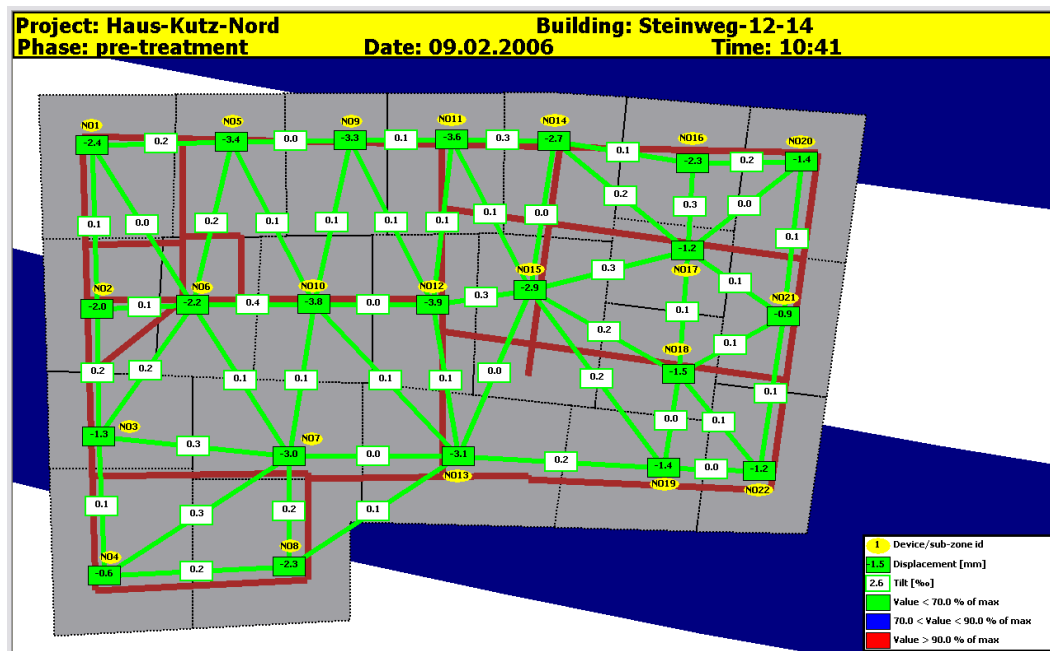


Bild 18: Überwachungsmonitor mit symbolisierten Schlauchwaagen

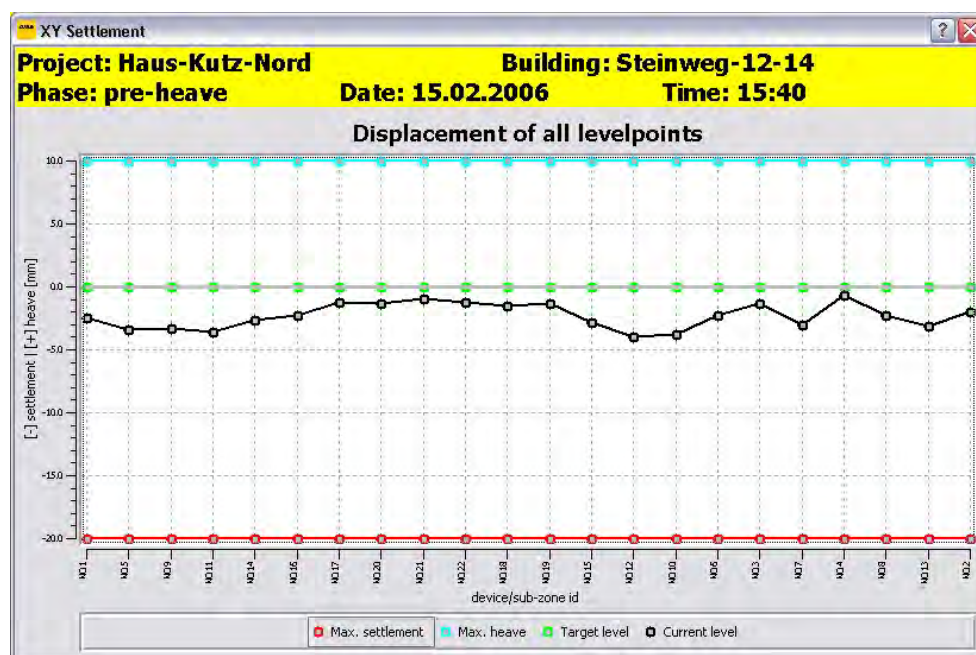


Bild 19: Setzungsmesswerte als Abwicklung aller Schlauchwaagen

Oftmals ist für eine Interpretation der zeitliche Zusammenhang zwischen Bauaktivität und Setzungsmessung wichtig. Hierfür kann der zeitliche Verlauf der Setzungen oder Hebungen einer Schlauchwaage über einen Klick auf das Schlauchwaagensymbol aufgerufen werden.

Über die interne Datenbank stehen dem Überwachungsmonitor die erforderlichen Setzungsdaten zur Verfügung und können dem technischen Personal zur Bewertung optisch bereitgestellt werden. Die Entscheidungsfindung über die Beaufschlagung kritischer Injektionsflächen wird damit deutlich vereinfacht und beschleunigt. Während der Injektionen kann anhand dieser Visualisierung zeitnah die Wirkung der eingeleiteten Injektionen bewertet und gegebenenfalls wieder steuernd eingegriffen werden.

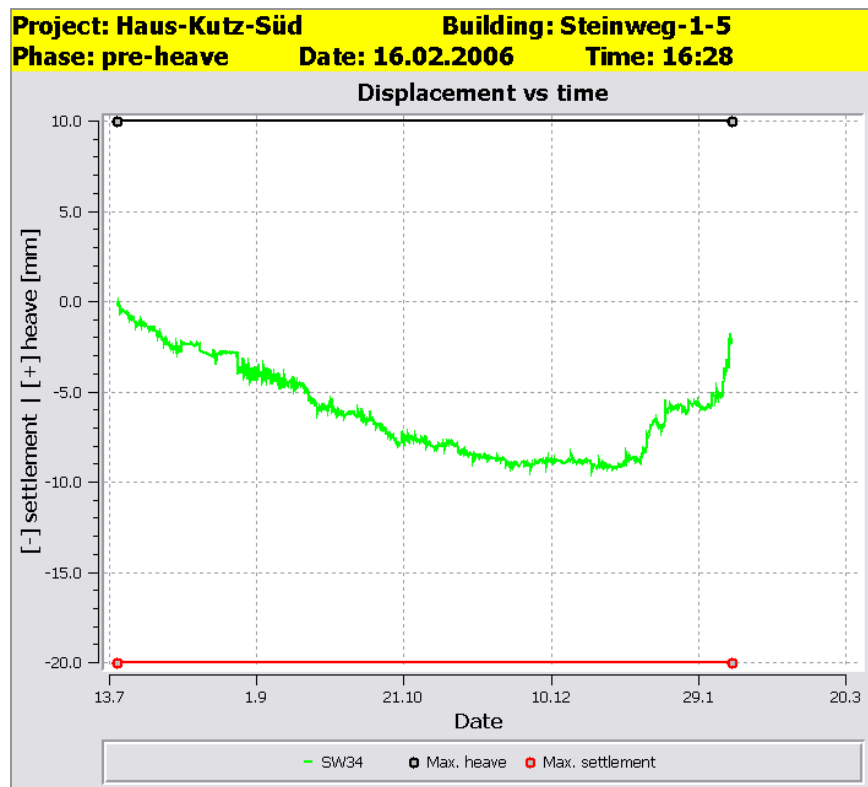


Bild 20: Setzungsverlauf einer Schlauchwaage über die Zeit

Da die Setzungsdaten geometriebezogen eingelesen werden, kann zusätzlich die räumliche Setzungsmulde für jeden beliebigen Zeitpunkt der Vergangenheit aufgerufen und dargestellt werden.

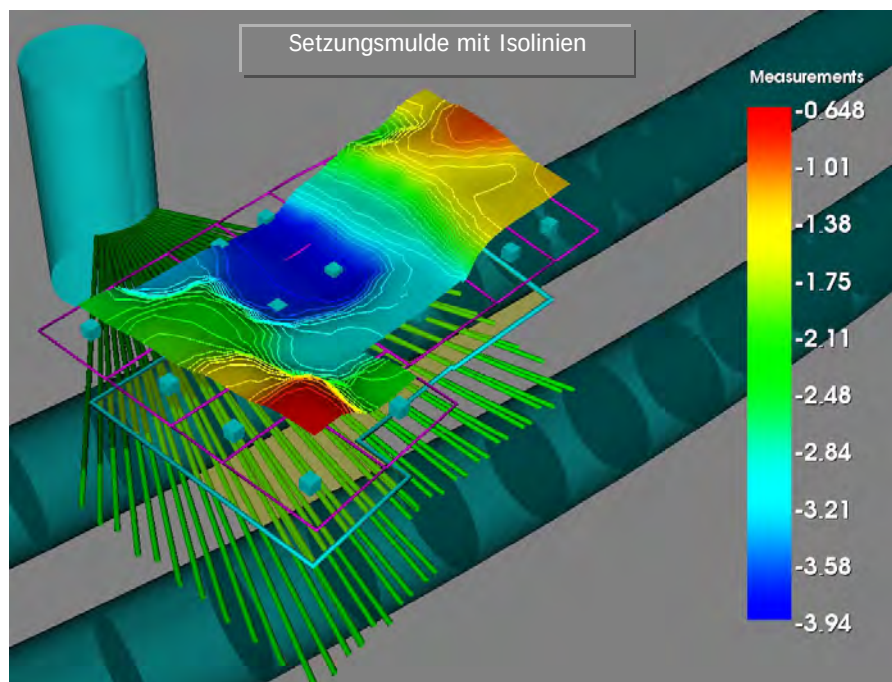


Bild 21: Räumliche Setzungsmulde

11.3 Vorbereitung von Kompensationsinjektionen

Nach der ingenieurmäßigen Bewertung der vorliegenden Setzungsdaten - oder aber bei Erreichen der Warnwerte - müssen die erforderlichen Injektionen als Soll-Vorgaben für den Injektionscontainer programmiert werden. Für die Programmierung der kompensierenden Injektionen werden die betreffenden Schlauchwaagen in SOFIA virtuell auf Ihre Solllage gebracht und für diese virtuelle Hebung auf Grundlage des Wirkungsgrads der vorangegangenen Injektionen die Soll-Werte für die Injektionsmengen automatisch ermittelt. Diesen softwareseitigen Vorschlag kann der Ingenieur anhand seiner Erfahrungswerte anpassen oder aber unverändert akzeptieren. Mit der Bestätigung durch den Ingenieur erzeugt SOFIA eine Steuerungsdatei für den Injektionscontainer (Soll-Daten) samt zugehöriger Schichtaufträge in Papierform für den Bediener des Injektionscontainers. Dieser Vorgang geschieht aufgrund des Datenformats auch bei großen Datenmengen sehr schnell. Die Steuerungsdatei mit den Soll-Daten wird an den Injektionscontainer der Fa. Insond per Netzwerkverbindung übertragen und die Injektionen ausgeführt.

Das technische Personal vor Ort hat wiederum die sofortige Kontrolle über die Hebungsergebnisse, da alle wesentlichen Daten - dem Regelkreis folgend - auf dem Überwachungsbildschirm visualisiert werden. Kritische Setzungsbereiche werden bei erfolgreicher Injektion automatisch auf „unbedenklich“ zurückgestuft und dies am Bildschirm durch Grünfärbung angezeigt.

11.4 Visualisierung der Injektionsdaten

Die Steuerung der Pumpen entsprechend der Soll-Daten (Einhaltung von Grenzdrücken und Grenzmengen) wird nicht in SOFIA geregelt, sondern erfolgt innerhalb des Injektionscontainers durch die Containersoftware (Insond IDE). Der Injektionscontainer registriert über Sensoren an den entsprechenden Stellen die Ist-Daten der Injektionen und schreibt diese in eine Ausgabedatei. Diese Ist-Daten werden anschließend wiederum an SOFIA zurückgegeben und dort eingelesen. SOFIA zerlegt dabei die Injektionsdaten hierarchisch und eindeutig für jede Manschette und führt eine Plausibilitätsprüfung durch. Durch die Zerlegung wird der Bezug zwischen Injektionsdaten und Geometrie hergestellt. Nach Einlesen der Injektionsdaten kann die Visualisierung und Reporterstellung geometrie- oder zeitbezogen erfolgen.

Die Visualisierung der Injektionsdaten in Diagrammform über die Zeit - z.B. Druck, Menge oder Pumprate - ist ebenso möglich, wie die Darstellung beliebiger Parameter einzeln oder kumuliert als Diagramm über die Bohrlochlänge oder an der räumlichen Injektionsstruktur.

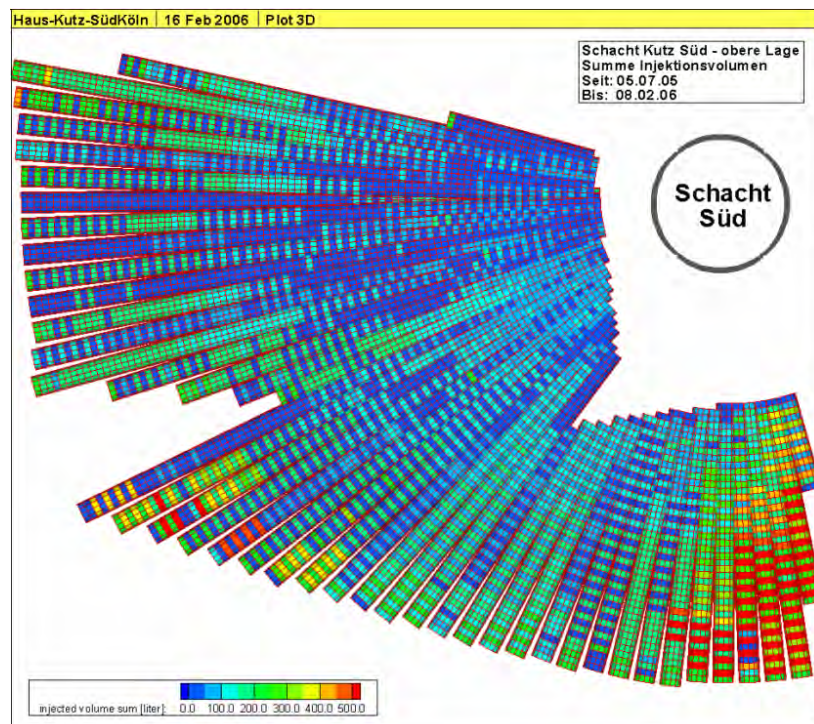


Bild 22: Kumuliertes Injektionsvolumen pro Manschette über gewählten Zeitraum

Die Momentan-Daten der einzelnen Injektionen - z.B. Volumen und Druck - können detailliert für jede Manschette ausgewertet und graphisch dargestellt werden. Das nachfolgende Diagramm zeigt beispielsweise den Verlauf des Injektionsdrucks über die Zeit. Deutlich sind hierbei der höhere Aufreißdruck der Manschette und der anschließende, niedrigere Druckverlauf zu erkennen. Das blau dargestellte Injektionsvolumen steigt aufgrund der konstanten Pumprate linear mit der Zeit an.

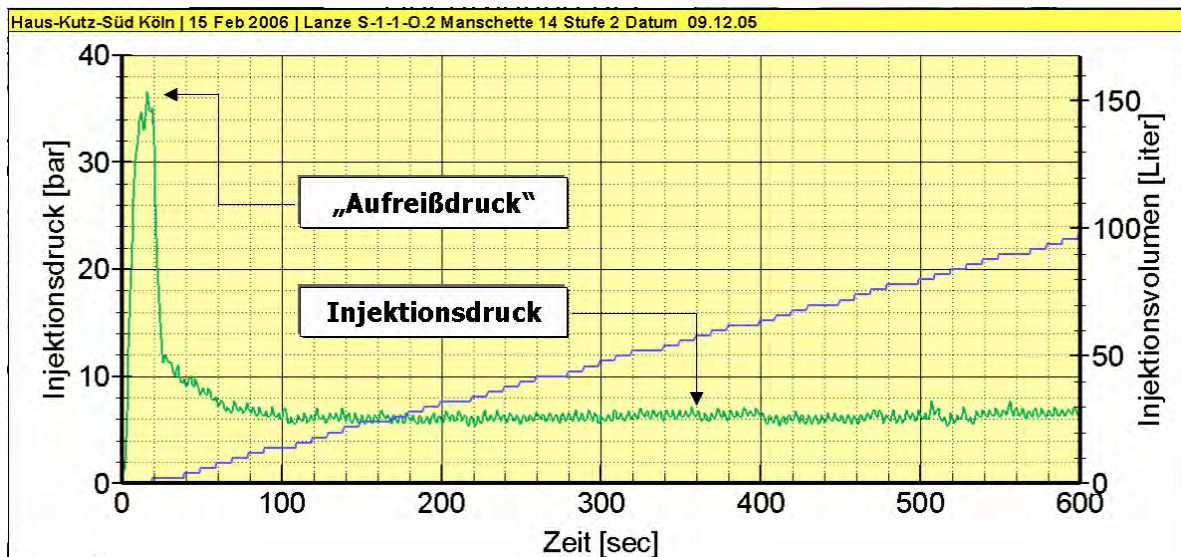


Bild 23: Verlauf Injektionsdruck und -volumen über die Zeit

11.5 Dokumentation und Archivierung

Aufgrund der großen Datenmengen und der Laufzeit der Gebäudeüberwachung über mehrere Jahre, hat eine zuverlässige und lückenlose Dokumentation und Archivierung der Daten einen sehr hohen Stellenwert. Die Ablage der Daten in der internen Datenbank ermöglicht die Erstellung tabellarischer Setzungs- und Injektionsberichte für beliebige Zeitpunkte und Zeiträume der Vergangenheit.

Für die Baustelle von besonderer Bedeutung ist die Erstellung von tabellarischen Baustellenberichten, in denen die Daten nach den gewünschten Kriterien - z.B. Zeit oder Geometrie - sortiert werden können. Das Berichtsmodul in SOFIA soll der Bauleitung die Arbeit beim Erstellen der täglichen Berichte erleichtern und darüber hinaus eine systematische Qualitätssicherung gewährleisten. Ein standardisiertes Berichtswesen - entsprechend den abgestimmten Projektvorgaben - schafft gegenüber den zuständigen Personen der Bauüberwachung und des Bauherrn Transparenz.

ARBEITSGEMEINSCHAFT

Nord-Süd Stadtbahn Köln Los Süd



BILFINGER BERGER





Bericht zu Mess- und Injektionsdaten

Bericht Nr.	Gebäude	Stufe	Datum	Zeit
28	Steinweg-4-10	pre-heave	03.02.2006	08:00

Hebungen / Setzungen

Messpunkt Nr.	Bewegungen			Errechneter Wirkungsgrad [%]	Hebefläche		injizierte Suspension pro m ² [Liter]
	Messwert aktuell	Grenzwert Hebung	Grenzwert Setzung		Fläche	Anzahl Ventile	
	[mm]	[mm]	[mm]		[m ²]	[-]	
SO1	-1.8	10.0	-20.0	-2.8	26.4	59	241
SO2	-1.9	10.0	-20.0	2.0	17.6	43	258
SO4	-1.7	10.0	-20.0	0.8	11.3	24	192
SO3	-0.7	10.0	-20.0	3.0	19.0	41	241
ZMO3	-0.0	10.0	-20.0	2.4	16.9	41	128
SO5	0.5	10.0	-20.0	3.6	15.1	41	115
SO10	0.4	10.0	-20.0	13.0	22.9	73	144
SO11	0.1	10.0	-20.0	4.0	15.7	41	177
SO9	-0.3	10.0	-20.0	9.3	21.5	47	114
SO7	-1.0	10.0	-20.0	3.3	16.4	42	270
SO6	-2.0	10.0	-20.0	1.9	14.1	36	228
SO24	-3.1	10.0	-20.0	9.8	18.0	44	218
SO12	-0.2	10.0	-20.0	9.4	20.2	57	222
SO14	1.6	10.0	-20.0	7.4	27.1	80	218
SO15	1.7	10.0	-20.0	5.1	19.3	48	237
SO13	2.1	10.0	-20.0	16.3	25.9	83	187
SO16	0.9	10.0	-20.0	6.3	31.0	122	295
SO18	2.1	10.0	-20.0	4.3	18.3	40	183
ZMO2	2.8	10.0	-20.0	4.1	17.9	41	135
SO21	3.0	10.0	-20.0	4.6	17.8	41	183
SO22	6.0	10.0	-20.0	21.2	25.0	52	201
SO19	1.1	10.0	-20.0	14.8	41.1	140	182
SO17	1.5	10.0	-20.0	9.3	30.9	80	194

Bild 24: Setzungsbericht

Die Baustellenberichte werden als HTML-Dateien erzeugt und können somit direkt auf einen Internetserver gestellt werden oder in eine Word- oder Excel-Datei konvertiert werden. Das HTML-Format sichert einen hohen Grad an Kompatibilität zu anderen Programmen und Betriebssystemen.

12 Erste Injektionsergebnisse

Die Vorinjektionen und Vorhebungen an zwei Kompensationsschirmen sind abgeschlossen. Es handelt sich einerseits um den in Kapitel 9 beschriebenen Schirm unter einer Pfahlgründung, andererseits um den Nachbarschirm, der unter flach gegründeten, in etwa gleichartigen Gebäuden erstellt wurde. Die Ergebnisse dieser Injektionen werden im Folgenden kurz vorgestellt.

12.1 Schirm unter flach gegründeten Gebäuden (Standardfall)

In dem untenstehenden Zeit-Setzungs-Diagramm ist der Setzungs- (Hebungs-) verlauf eines repräsentativen Sensors dargestellt.

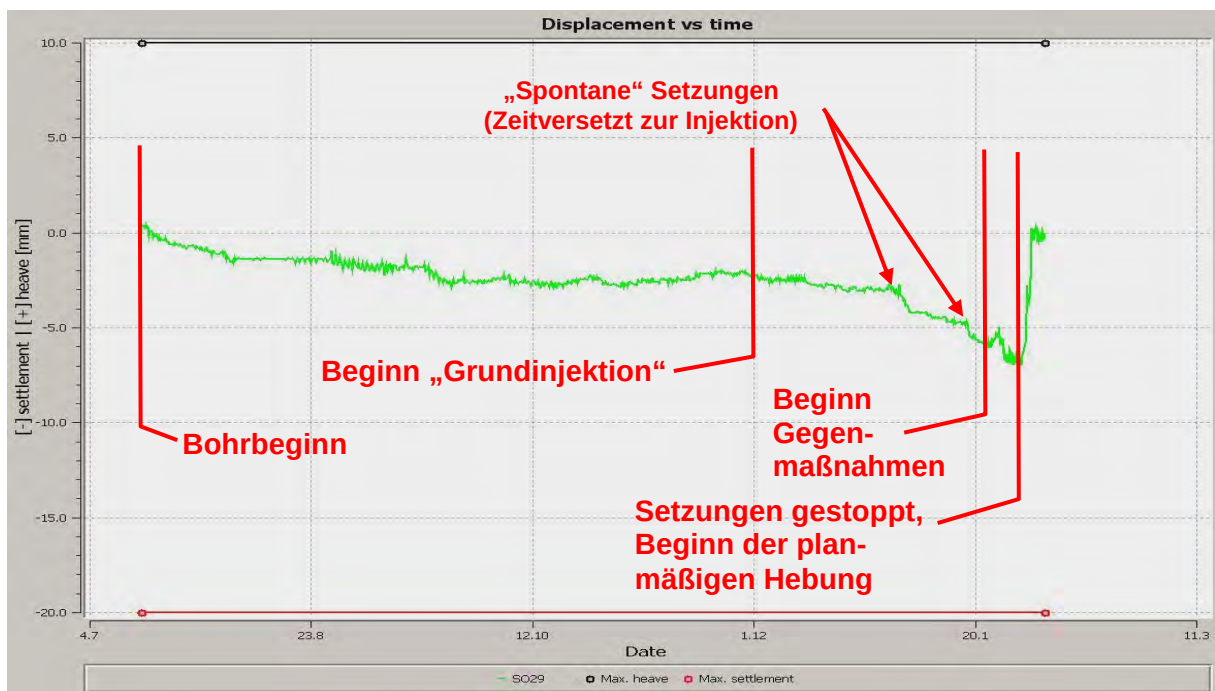


Bild 25: Setzung / Hebung über Zeit, exemplarisch für flach gegründete Gebäude

Nach Beginn der Bohrarbeiten stellten sich im gesamten Schirm leichte Setzungen mit geringer Verformungsgeschwindigkeit ein. Diese erreichten erwartungsgemäß im Nahbereich des Schachtes und damit bei geringen horizontalen Bohrungsabständen die größten Werte und verflachten gleichmäßig mit wachsendem Abstand vom Schacht. Die Absolutwerte der Setzungen lagen nach Abschluss der Bohrarbeiten bei ca. 50% des Grenzwertes, die Verkipnungen bei ca. 5%.

Während der anschließenden, 1. Phase der Vorinjektion, der so genannten Grundinjektion (vgl. Kap. 9.3), kam es, vereinzelt und örtlich sehr begrenzt, zu Setzungen mit hoher Verformungsgeschwindigkeit. Es wird angenommen, dass diese aufgrund von Kornumlagerungen im Boden während der Injektion entstanden sind.

Sofort nach Registrierung dieser Bewegungen, die zeitversetzt zur Injektion an den betroffenen Stellen auftraten, wurde die flächenhafte Grundinjektion unterbrochen und die entfestigten Bereiche gezielt mit steiferer Suspension ($w/f = 0,8$) injiziert. Während dieser Gegenmaßnahme kam es zunächst zu weiteren Setzungen, gefolgt von einer ca. einwöchigen

Phase, in der die tagsüber erreichten Hebungen nachts wieder zurückgingen. Schließlich sättigte sich der Boden auf und es gab erste bleibende Hebungen. Nach einer Injektionspause zur Verfestigung des injizierten Materials wurde der Bereich erneut, nun mit Suspension von $w/f = 0,9$ und höheren Drücken bis 25 bar effektiv beaufschlagt. Mit dieser Injektion konnten dann sehr zügig die vorgesehenen Soll-Hebungen erzeugt werden.

In anderen Bereichen kam es bereits während der Grundinjektion mit $w/f = 1,2-1,0$ zu stabilen, recht plötzlichen Hebungen. Der Wirkungsgrad, dessen Größenverteilung im Grundriss deutlich und antisymmetrisch mit den Gebäudelasten korreliert, variiert örtlich zwischen unter 1% und 20%, liegt im Mittel jedoch bei 2%.

Diese, auf wenigen Metern sehr unterschiedlichen, Ergebnisse spiegeln neben der unterschiedlichen Bebauung aber auch die eingangs beschriebenen, heterogenen Bodenverhältnisse wider.

Unter diesen Bedingungen zeigen sich die Vorteile der eingesetzten Software, durch die das Verhalten des Bodens für viele kleine Parzellen getrennt erfasst und gezielt in die Vorabschätzung zukünftiger Injektionen eingeführt werden kann, was unter den gegebenen Bedingungen händisch kaum möglich wäre.

12.2 Schirm unter Tiefgründung mit DSV-Körper

Ein völlig anderes Bild zeigt sich im Fall des direkt angrenzenden Schirms Haus Kutz Nord, der, wie oben beschrieben, zur Kompensation eines Gebäudes mit Tiefgründung, mit einem DSV-Körper kombiniert wurde.

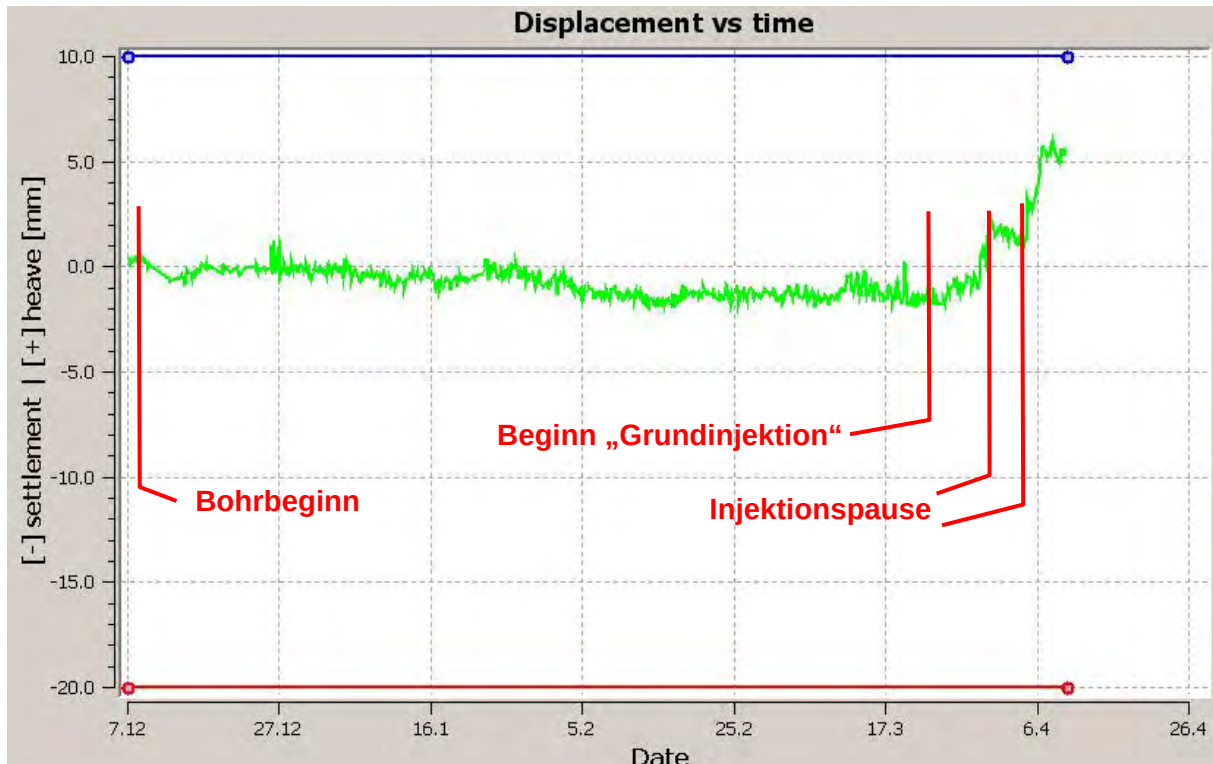


Bild 26: Setzung / Hebung über Zeit, exemplarisch für Tiefgründung mit DSV-Körper

Wie im Nachbarschirm wurde die Grundinjektion mit $w/f = 1,2$ begonnen, jedoch stiegen die Injektionsdrücke sehr rasch und es stellten sich erste, jedoch reversible Hebungen ein. Daher wurde zur Stabilisierung die Suspension verdickt, jedoch nicht auf $w/f = 0,9$ wie im Nachbarschirm, sondern auf $w/f = 1,0$, um die gewünschte Vergütung des Bodens nicht zu unterbrechen. In einer baubetrieblich bedingten Verpresspause zeigten sich dann auch noch recht deutliche Nachsetzungen, die jedoch nach der endgültigen Hebungsphase ausblieben.

Im Zeit-Setzungs-Diagramm ist weiterhin zu erkennen, dass während der Bohrarbeiten deutlich geringere Setzungen entstanden als im Nachbarschirm. Spontane Setzungen blieben aus. Die Wirkungsgrade betrugen durchweg ein Mehrfaches der Wirkungsgrade im Nachbarschirm. Die Hebungen auf Soll-Höhe stellten sich sehr rasch und sehr gleichmäßig ein, so betrug die maximale Höhendifferenz im Gebäude vor der Feinjustierung ca. 1 mm, es wurden Hebungsgeschwindigkeiten von bis zu 3 mm in 20 Minuten beobachtet.

Die idealisierte Vorhebung als verflachtes Negativ der theoretischen Setzungsmulde konnte nicht erzielt werden, was hauptsächlich auf den Aufbau des modernen Gebäudes mit 60 cm Stahlbetonsohle und zwei voll ausgesteiften Tiefgeschossen aus Stahlbeton zurückgeführt wird.

Dieses Ergebnis, insbesondere die geringen Setzungen während der Bohrzeit, war nicht erwartet worden, man war hier, wegen der Nähe der Bohrungen zu den Pfahlfüßen, von größeren Setzungen höherer Verformungsgeschwindigkeit ausgegangen als im Mittel des Nachbarschirmes. Ebenso rechnete man, aufgrund der Bohrergebnisse – die durchörterten Bereiche bestehen aus groben Kiesen und Sanden mit hohem Steinanteil- und der recht hohen Verpressgutaufnahme während der Mantelverpressung, mit eher geringen Wirkungsgraden. In der Realität war jedoch die Verpressgutaufnahme während der Vorinjektion deutlich geringer als bei den flach gegründeten Gebäuden des Nachbarschirms. Der sehr schnelle Hebungsverlauf nach der Aufsättigung von Hohlräumen und offenen Strukturen des Bodens entsprach dagegen ebenso den Erwartungen wie die im Vergleich deutlich stärkeren Nachsetzungen in Injektionspausen.

Der mittlere Wirkungsgrad der Injektion liegt mit ca. 4 % etwa doppelt so hoch wie im Mittel des Nachbarschirms, erreicht örtlich jedoch bis zum Vierfachen des Wirkungsgrades vergleichbar belasteter Bereiche des Nachbarschirms.

13 Schlussbetrachtung

Neben den im Vortrag enthaltenen Betrachtungen über die Verpressergebnisse im Schirm Haus Kutz Süd stehen nun auch die Ergebnisse des Schirms Kutz Nord zur Verfügung.

Am Ende des Vortrages standen die folgenden, aus den Ergebnissen der Vorinjektion im Kompensationsschirm Haus Kutz Süd gewonnenen, Sätze:

1. Umlagerungen im Korngerüst des Bodens können, zeitverzögert, zu Setzungen mit hohen Verformungsgeschwindigkeiten führen.
2. Der Wirkungsgrad der Injektion variiert örtlich sehr stark und ist besonders abhängig von der Auflast.

3. Kompensationsinjektion ist auch im heterogenen, rolligen Boden sicher und wirtschaftlich durchführbar.

Der zentrale, dritte Satz konnte nun auch für den Fall des tiefgegründeten Gebäudes mit geringem Abstand zwischen Gründungsunterkante und Kompensationsschirm bestätigt werden.

Es ließen sich hinzufügen:

4. Eine mit einem DSV-Block umfasste Tiefgründung reagierte gutmütiger auf Auflockerung durch nahe Injektionsbohrungen als benachbarte Flachgründungen.
5. Der Wirkungsgrad der Injektion war im Fall der im DSV-Block eingefassten Tiefgründung deutlich größer als bei der benachbarten Flachgründung.
6. Die im vorliegenden Boden sehr hohe Geschwindigkeit der erzeugten Hebung nach erfolgter Aufsättigung des Porenraumes erfordert hohe Aufmerksamkeit und einen kurzen Messzyklus, bestätigt aber auch die Annahme, dass die während der Schilddurchfahrt erforderlichen Hebungsgeschwindigkeiten erreichbar sind.

RandstadRail Rotterdam, Schlitzwandbaugrube Statenweg

Messtechnische Überwachung und numerische Simulation der Herstellung einer Schlitzwand

Dipl.-Ing. H. P. Neher, Dipl.-Ing. A. Lächler
Ed. Züblin AG, Zentrale Technik, Technisches Büro Tiefbau

1 Einführung

Der Beitrag befasst sich mit der Herstellung einer Schlitzwand für eine tiefe Baugrube in weichen Böden. Die Schlitzwandbaugrube "Statenweg" wird im Zuge einer neuen Eisenbahnverbindung in Süd-Holland, Niederlande erstellt. Die neue Strecke, welche die Zentren der Städte Zoetermeer, Den Haag und Rotterdam ohne Umsteigen verbindet, kann in großen Teilen durch Modernisierung bestehender Gleisanlagen realisiert werden. Im Stadtbereich von Rotterdam werden die bereits bestehenden Verkehrswege "Erasmuslijn" (Metrolinie in Rotterdam) und "Hopfleinlijn" (Zugverbindung zwischen Den Haag und Rotterdam) durch die etwa 3 km lange Strecke "Statenwegtracé" miteinander verbunden (vgl. Bild 1). Diese Verbindungsstrecke wird ungefähr zu 80% in geschlossener Bauweise mit Schildvortrieb (zwei Tunnelröhren Außendurchmesser 6,5 m) hergestellt. Die restlichen 20% werden in offener Bauweise realisiert. Die offene Bauweise beinhaltet zum einen die Einfahrrampe und die Startbaugrube am "Sint Franciscus Driehoek", die Zielbaugrube und die Ausfahrrampe an der "Centraal Station" sowie die "Station Blijdorp", die während der Baumaßnahme als Baugrube "Statenweg" bezeichnet wird. Die "Station Blijdorp" liegt ungefähr in der Mitte der "Statenwegtracé".

Das gesamte Bauvorhaben wird von der ARGE SATURN (Samenwerking Tunnelrealisatie Nederland), bestehend aus der Ed. Züblin AG und der niederländischen Baufirma Dura Vermeer BV, ausgeführt. Auftraggeber ist das öffentliche Nahverkehrsunternehmen von Rotterdam RET (Rotterdamse Elektrische Tram). Die Projektsteuerung sowohl in der Angebots- als auch in der Ausführungsphase liegt beim gemeindeeigenen Ingenieurbüro Gemeentewerke Rotterdam, das auch einen Großteil der Ausführungsplanung erbringt. Der gesamte Bauablauf bei der Herstellung der Baugrube "Statenweg" wird auf Eigeninitiative der Ed. Züblin AG messtechnisch überwacht. Die Messungen werden im Rahmen des Forschungsprojekts "Bauwerksschonende Geotechnik - Optimierung der Herstellung von Verbauwänden im Hinblick auf Verformungen benachbarter Gebäude", gefördert vom Bundesministerium für Bildung und Forschung, durchgeführt.

Im Folgenden wird zuerst die Geologie im Bereich der Baugrube "Statenweg" und anschließend das messtechnische Untersuchungsprogramm vorgestellt. Danach werden die während der Herstellung der Schlitzwand gewonnenen Messdaten dargestellt und diskutiert. Die dreidimensionalen Berechnung nach der Methode der finiten Elemente berücksichtigt die einzelnen Vorgänge der Herstellung der Schlitzwand, wie Schlitzaußhub unter Suspensionsstützung und Betonvorgang. Zum Schluss werden die Ergebnisse der numerischen Berechnung mit den Messdaten verglichen.

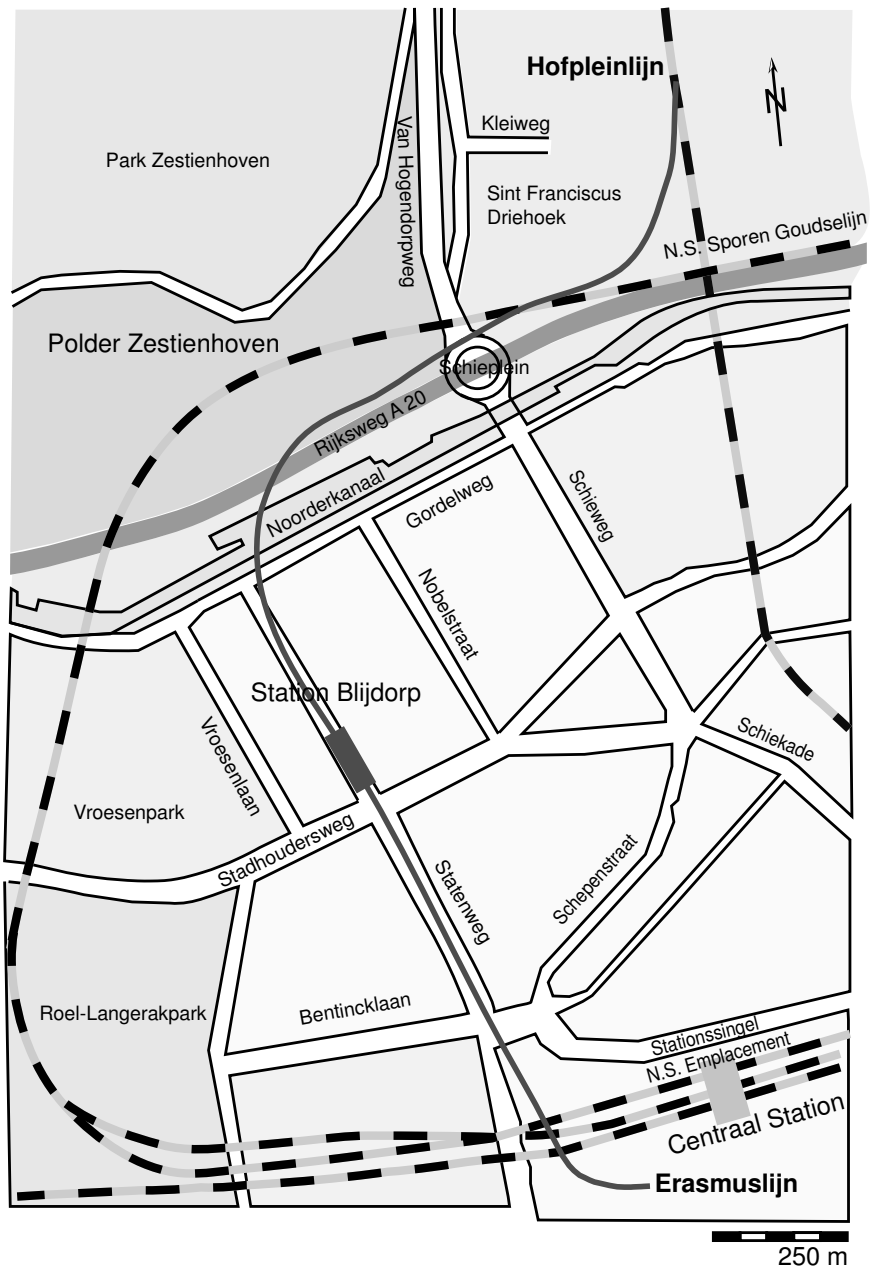


Bild 1: Lageplan der "Statenwegtracé"

2 Geologie

Der Baugrund in Rotterdam kann prinzipiell in vier Hauptschichten unterteilt werden. Eine mehrere Meter starke anthropogene Auffüllung, die hauptsächlich aus Sand besteht und als Gründungsebene vor ca. 80 Jahren angelegt wurde. Die 6 bis 13 m mächtige holozäne "Westland Formatie", welche sich sehr heterogen aus torfigen und tonigen Ablagerungen fluvialen Ursprungs zusammensetzt. Das darunter liegende Pleistozän lässt sich in die "Formatie van Kreftenheye" und die "Formatie van Kedichem" unterteilen. Die Erste ist eine im Mittel ca. 19 m mächtige Sandschicht. Die "Formatie van Kedichem" besteht aus Wechsellagen von Sand, Torf, Ton und Lehm.

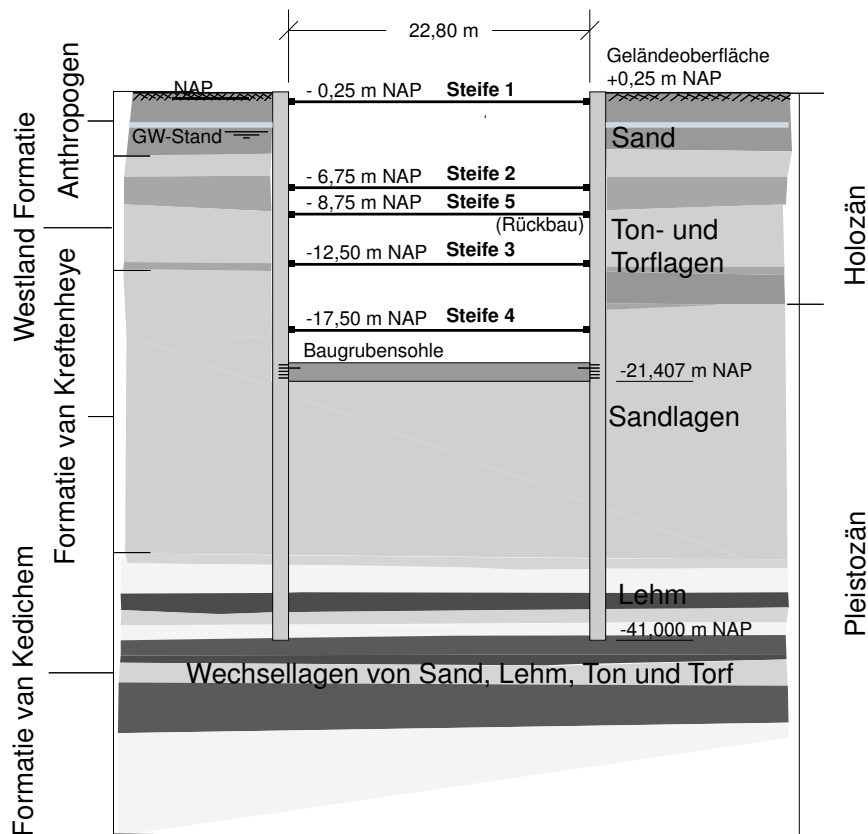


Bild 2: Querschnitt durch die Baugrube der Station Blijdorp

Der Baugrundaufbau im Bereich der "Station Blijdorp" entspricht diesem prinzipiellen Aufbau und ist als geologischer Schnitt in Bild 2 dargestellt. Die holozäne 4,5 bis 6,0 m dicke Sandauffüllung wird von Weichschichten der "Westland Formatie" unterlagert. Diese Torf- und Ton-schichten aus dem Holozän reichen in eine Tiefe von 15,0 bis 18,0 m unter NAP (Normaal Amsterdams Peil). Darunter liegt eine mächtige pleistozäne Sandschicht, die "Formatie van Kreftenheye", die in diesem Bereich zwischen 17,0 bis 22,5 m dick ist. Die 1,2 bis 1,5 m breite Schlitzwand endet in einer Tiefe von -41,5 m NAP in den Wechsellagen der "Formatie van Kedichem". Die Einbindung in die "Formatie van Kedichem" dient der vertikalen Absperrung des Grundwassers. Das Grundwasser steht im Mittel bei ca. 2,5 m unter NAP an. Um die 22,80 m breite Baugrube mit einer Tiefe von 21,4 m während dem Aushub zu stabilisieren, ist eine vierfache Aussteifung notwendig. Während dem Ausbau erfolgt eine Umsteifung, eine zusätzliche Steife wird bei -8,75 m NAP eingebaut.

3 Messtechnisches Untersuchungsprogramm

Bild 3 zeigt einen Lageplan der Baugrube "Statenweg". In Bild 4 ist eine detaillierte Übersicht über die Installation der Messgeräte an der Baugrube "Statenweg" dargestellt. Das Messfeld, das sich auf einer Fläche von 23,70 m auf 21,75 m erstreckt, reicht von der 1,2 m breiten Schlitzwand bis an die angrenzenden Gebäude. In diesem Bereich werden in einem 5x7 Raster die Verformungen der Geländeoberfläche geodätisch vermessen. Der Abstand der senkrecht

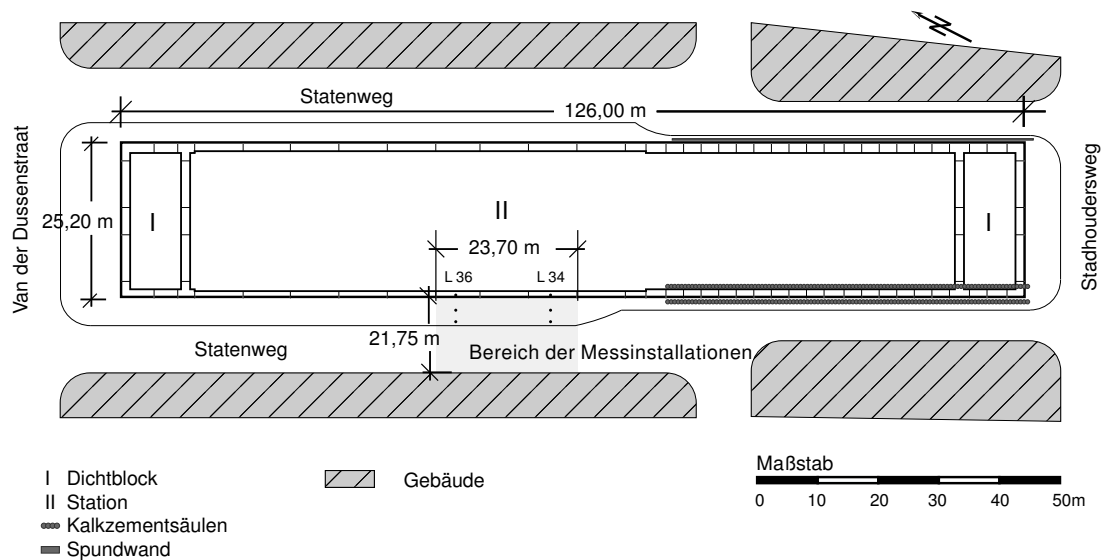


Bild 3: Lageplan der Baugrube "Statenweg"

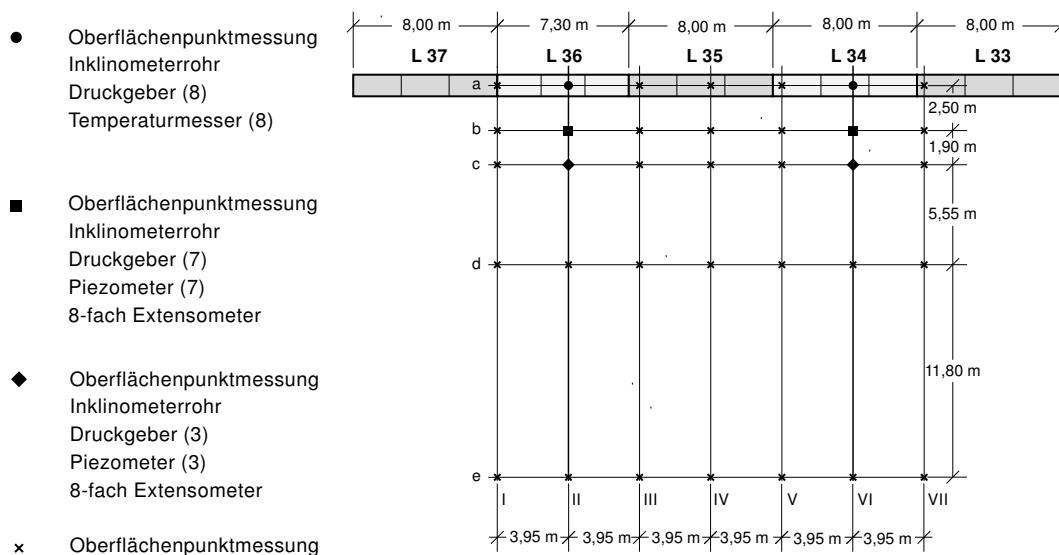


Bild 4: Lageplan der Messgeräte

zur Schlitzwand verlaufenden Achsen beträgt 3,95 m, der Zwischenraum der parallel verlaufenden Achsen variiert zwischen 2,5 m und 11,8 m. In zwei Messquerschnitten (Lamelle 34 und 36 bzw. Achse II und Achse VI) werden zusätzlich weitere Informationen über die Tiefe messtechnisch erfasst. Der Suspensions- und der Frischbetondruck in der Schlitzwand sowie die Temperatur des abbindenden Betons werden an zwei Standorten 91 und 92 (vgl. Bild 4) protokolliert. Des Weiteren wird mit Hilfe eines Inklinometers die Horizontalverschiebung der Schlitzwand während des Baugrubenaushubs aufgezeichnet. Darüberhinaus werden die Steifenkräfte gemessen. An den Standorten 93 bis 95 (vgl. Bild 4) werden Vertikal- und Horizontalverschiebungen im Baugrund sowie Porenwasser- und Erddrücke in der Nähe der Schlitzwand über die Tiefe messtechnisch erfasst.

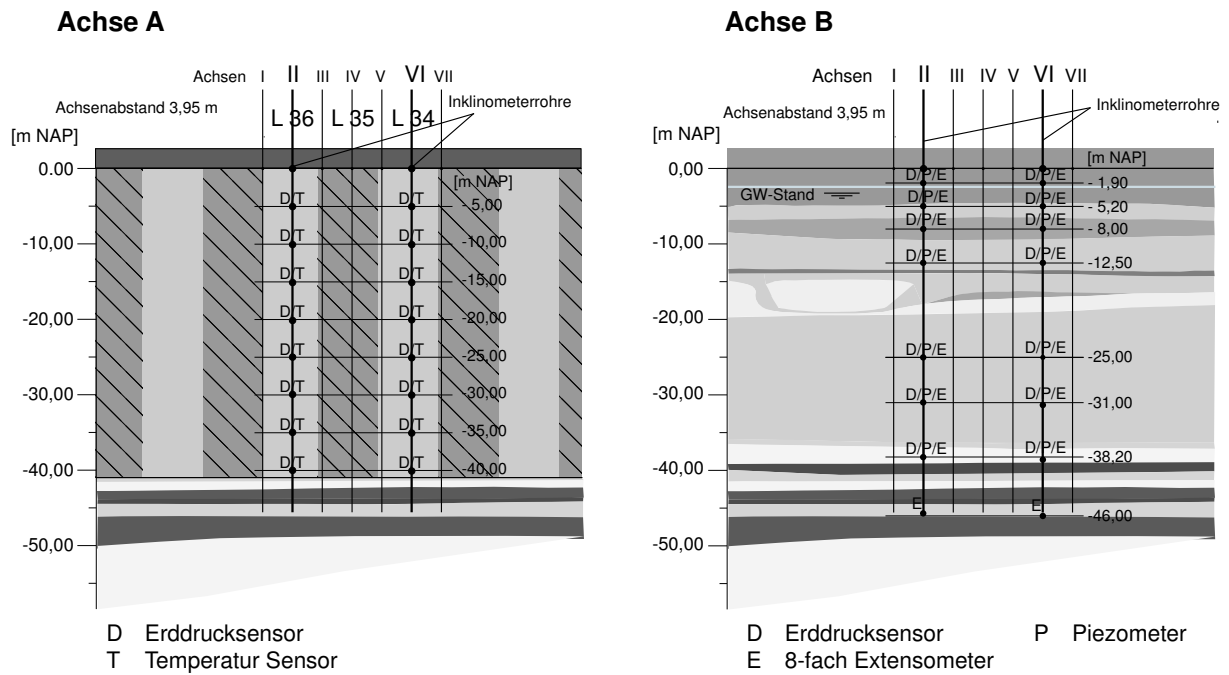


Bild 5: Querschnitt der Messinstrumente und des Baugrunds in Achse a und b

In Bild 5 ist ein Querschnitt entlang der Achse a und b dargestellt. In den Schlitzwandlamellen 34 und 36 sind in 5,0 m Abständen über die gesamte Tiefe kombinierte Druck- und Temperaturmessgeber installiert (Achse a). Die 8 Messgeber je Lamelle dienen der Erfassung des Druck- und Temperatur-Verhaltens der Suspension und des Frischbetons bzw. des erstarrten Betons im Schlitz. Die Messgeber werden an einem Stahlrohr (Außendurchmesser 200 mm) befestigt und vor der Betonage in den Schlitz eingebracht. In das Stahlrohr wird nach dem Aushärten des Betons ein Inklinometerrohr eingestellt und verdämmt, um die horizontale Verschiebung der Schlitzwandlamellen 34 und 36 beim späteren Baugrubenaushub erfassen zu können. In der Achse b, 1,90 m von der Schlitzwand entfernt, sind vor den Lamellen 34 (Achse II) und 36 (Achse IV) je 7 Druckmessgeber und 7 Piezometer sowie ein 8-fach Extensometer und ein Inklinometerrohr angeordnet. Der Baugrundaufbau sowie die Tiefenlage der einzelnen Messinstrumente ist in Bild 5 angegeben. Die Druckmessgeber dienen der Erfassung der totalen Spannungsänderungen im Untergrund, die Piezometer der Erfassung des Porenwasserdrucks. Die vertikalen Verschiebungen im Untergrund werden mit Hilfe der Extensometer gemessen. Die Messpunkte der Extensometer befinden sich in den gleichen Tiefen wie die Druckmessgeber und die Piezometer. Die horizontalen Verschiebungen im Untergrund werden, wie in der Schlitzwand, mit Hilfe von Inklinometerrohren erfasst. Die eingebaute Messtechnik in Achse c, 3,8 m von der Schlitzwand entfernt, entspricht der von Achse b mit dem Unterschied, dass nur in drei Tiefenlagen (–1,9 m NAP, –12,5 m NAP und –25,0 m NAP) Druckmessgeber und Piezometer installiert sind.

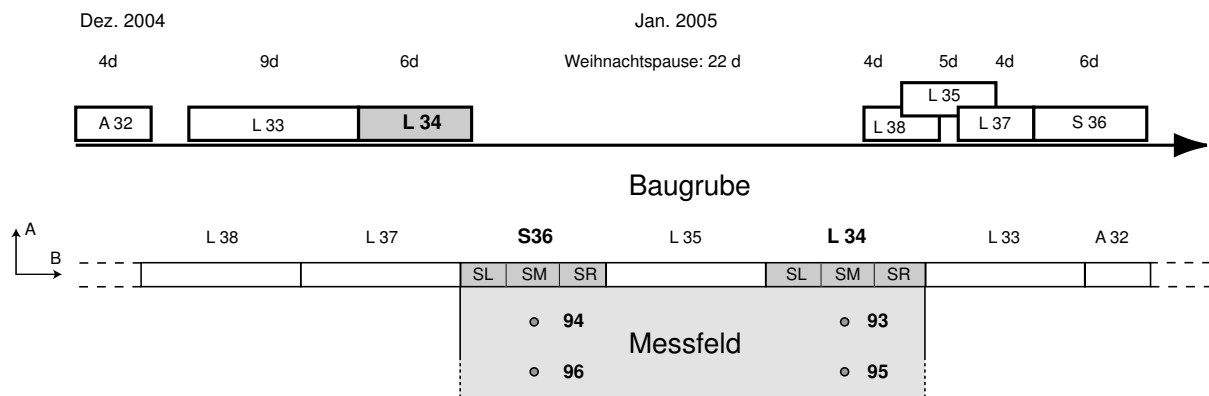


Bild 6: Herstellungsabfolge der Schlitzwandlamellen L32 bis L38

4 Messergebnisse

Zunächst werden im folgenden Abschnitt Messergebnisse des Frischbetondrucks in den Lamellen 34 und 36 vorgestellt und diskutiert. Darüberhinaus werden die horizontalen Verschiebungen des Bodens, die Setzungen an der Geländeoberfläche und die Entwicklung der Porenwasserdrücke während der Herstellung von Lamelle 34 vorgestellt. Die Messungen der totalen Horizontalspannungen im Erdreich sind leider unbrauchbar, da sie lediglich den Porenwasserdruck anzeigen. In Bild 6 ist exemplarisch die Herstellungsabfolge dargestellt.

4.1 Frischbetondruck

In Bild 7 und 8 ist jeweils der Druckverlauf während den ersten 20 Stunden nach Betonierbeginn dargestellt. Der Initialwert in den jeweiligen Tiefenlagen entspricht dem dort herrschenden hydrostatischen Suspensionsdruck vor der Betonage. Der maximale Frischbetondruck tritt am tiefsten liegenden Messgeber als erstes auf. Die Maximaldrücke der anderen höher liegenden Messgebern folgen jeweils leicht zeitversetzt. Der Druckanstieg und -abfall in den unterschiedlichen Tiefenlagen hängt direkt mit dem Ansteigen des Betonierspiegels im Schlitz und dem Ansteifen (Beginn der Hydratation) des Betons zusammen. Das Ansteifen des Betons erfolgt ca. 1 bis 2 Stunden nach dem Einbringen des Betons. Nach dem Betonierspiegeldurchgang (Druckanstieg) in der jeweiligen Tiefe vergehen durchschnittlich 12 bis 13 Stunden bis in etwa wieder das Anfangsdruckniveau (hydrostatischer Suspensionsdruck) erreicht wird.

Die Betonage der Lamelle 34 wurde durch eine Betonierpause unterbrochen, diese wird in den Messergebnissen durch zwei Plateaus (Bereiche, in denen sich die Messwerte nicht ändern) bei den in einer Tiefe von –5 m NAP und –10 m NAP installierten Messgebern deutlich. In Folge eines Stromausfalls wurden im Anschluss an die Betonierpause für ca. zweieinhalb Stunden keine Messwerte aufgezeichnet.

Der durchschnittliche maximale Frischbetondruckanstieg während der ersten 20 Stunden beträgt in Lamelle 34 102 kN/m^2 und 69 kN/m^2 bei der Herstellung der Lamelle 36. Der Grund für den ungleichen Druckanstieg ist die unterschiedliche Betoniergeschwindigkeit in den beiden Lamellen. Die Größe des Frischbetondrucks in einer bestimmten Tiefe wird auf der einen Seite durch den steigenden Betonierspiegel erhöht, aber auf der anderen Seite durch das Ansteifen des Betons erniedrigt. Aus diesen Gründen hängt der Frischbetondruck von der Betonierge-

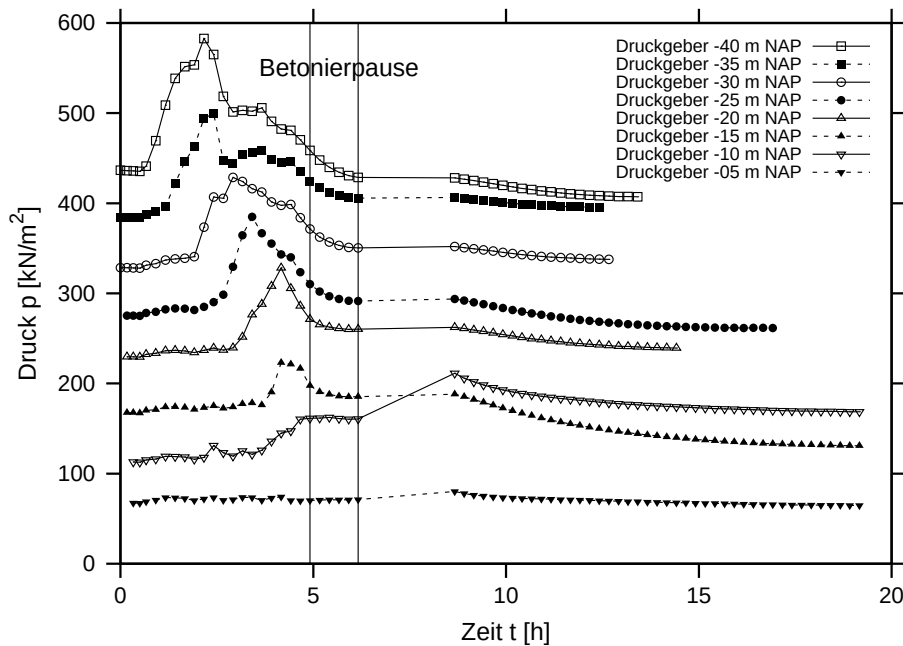


Bild 7: Frischbetondruckverlauf in unterschiedlichen Tiefen mit der Zeit in Lamelle 34

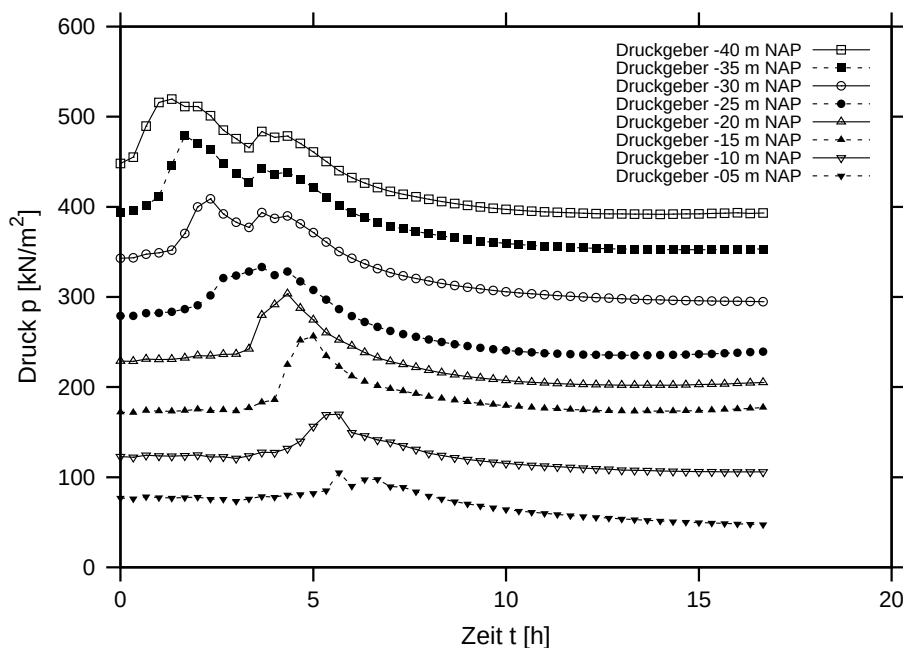


Bild 8: Frischbetondruckverlauf in unterschiedlichen Tiefen mit der Zeit in Lamelle 36

schwindigkeit ab. Eine hohe Betoniergeschwindigkeit hat einen hohen maximalen Frischbetondruck zur Folge, da in diesem Fall der Einfluss eines schnell steigenden Betonierspiegels überwiegt. Im Gegensatz dazu hat eine niedrige Betoniergeschwindigkeit einen niedrigen maximalen Frischbetondruck zur Folge, da in diesem Fall der Einfluss des Abbindeprozesses des Frischbetons dominant ist.

In Bild 9 ist die Entwicklung des Frischbetondrucks in Lamelle 34 während des Betoniervorgangs dargestellt. Die hydrostatische Suspensionsdruckverteilung und die hydrostatische

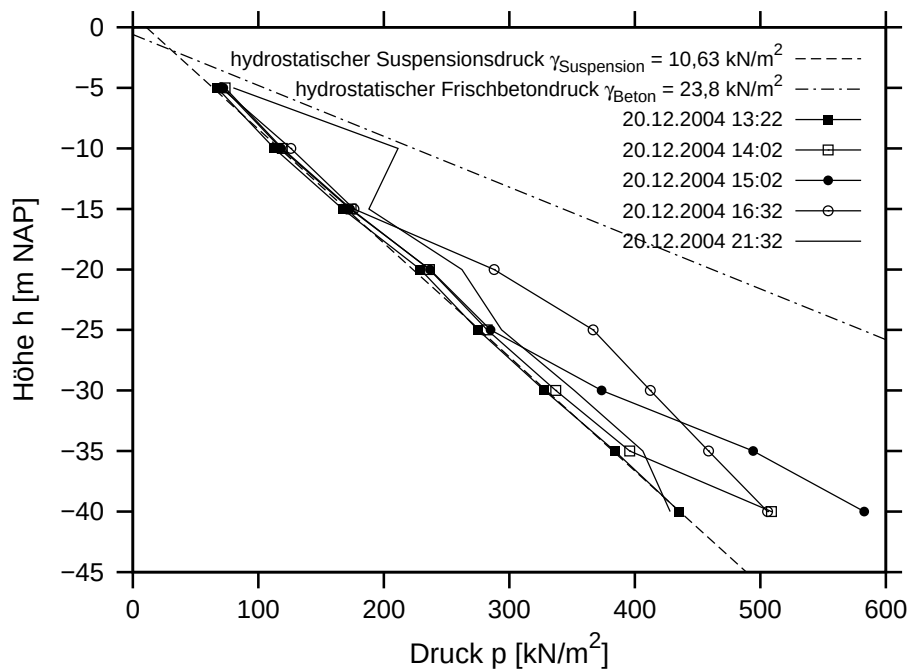


Bild 9: Frischbetondruckverteilung über die Tiefe zu unterschiedl. Zeiten in Lamelle 34

Frischbetondruckverteilung sind darin als Referenzlinien enthalten. Da die Suspension oberhalb des NAP ansteht, schneidet die Kurve der Suspensionsdruckverteilung die Abzisse. Die Kurve der Frischbetondruckverteilung schneidet die Ordinate, da die Schlitzwand nur bis auf $-0,6$ m NAP betoniert wird. Die erste Messung um 13:22 Uhr bestätigt erwartungsgemäß die theoretische hydrostatische Suspensionsdruckverteilung. Zu diesem Zeitpunkt wurde mit dem Betonieren der Lamelle 34 begonnen. Die zwei folgenden Frischbetondruckkurven (14:02 und 15:02) verlaufen im unteren Bereich nahezu parallel zu der hydrostatischen Frischbetondruckverteilung und entsprechen darüber der hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung. Aus dem Verlauf der Kurven kann man ableiten, dass der Frischbetondruck zunächst linear mit dem Betonierspiegel ansteigt. Der Abbindevorgang des Betons hat zu diesem Zeitpunkt noch nicht begonnen. Die Kurve um 16:32 Uhr folgt bis in eine Tiefe von -15 m NAP der hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung und verläuft danach bis -25 m NAP parallel zur hydrostatischen Frischbetondruckverteilung. Anschließend knickt sie ab und verläuft wieder parallel zur hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung. Zu diesem Zeitpunkt sind die Frischbetondrücke in einer Tiefe von -35 m NAP und -40 m NAP kleiner, als bei der Messung um 15:02 Uhr. Der Abbindevorgang hat folglich bereits begonnen. Ein höherer Betonierspiegel im Schlitz erzeugt somit keinen höheren Frischbetondruck mehr, vielmehr wird der Frischbetondruck auf Grund des Abbindevorgangs reduziert. Die Kurve um 21:32 Uhr zeigt, dass sich der Frischbetondruck zu diesem Zeitpunkt bis in eine Tiefe von -10 m NAP hydrostatisch verhält. Die tiefer liegenden Messgeber zeigen dagegen annähernd einen hydrostatischen Suspensionsdruckverlauf. Der Abbindevorgang ist in diesen Bereichen demnach schon weit fortgeschritten. Betrachtet man den gesamten Betoniervorgang lässt sich feststellen, dass sich der Frischbetondruck in einer bestimmten Tiefe zunächst hydrostatisch verhält (ungefähr die ersten beiden Stunden, vgl. Bild 7 und 8), ehe er auf Grund des Abbindevorgangs abnimmt.

In Bild 10 sind die maximalen Frischbetondrücke von Lamelle 34 und Lamelle 36 gegenüber ihrer Tiefelage aufgetragen. Analog zu Bild 9 sind in diesem Diagramm die hydrostatische

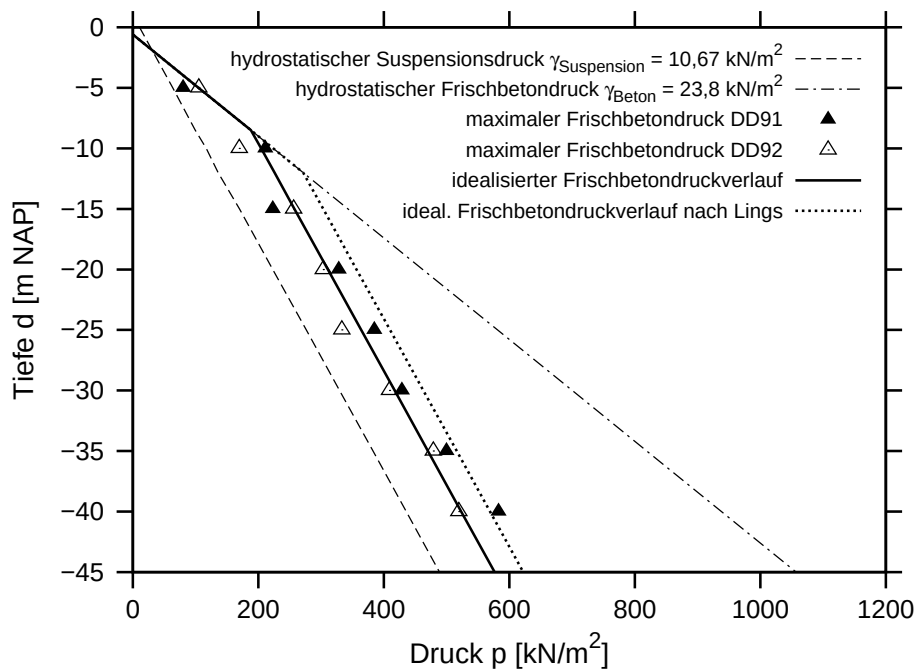


Bild 10: Zusammenstellung der maximalen Frischbetondrücke über die Tiefe

Suspensionsdruckverteilung und die hydrostatische Frischbetondruckverteilung als Referenzkurven enthalten. Darüberhinaus ist zusätzlich eine Kurve für den idealisierten Frischbetondruckverlauf eingezeichnet. Diese Kurve verläuft bis zur kritischen Höhe im Einklang mit der hydrostatischen Frischbetondruckverteilung und verläuft anschließend parallel zur hydrostatischen Suspensionsdruckverteilung. Der idealisierte Frischbetondruckverlauf ist vergleichbar mit dem idealisierten Frischbetondruckverlauf nach Lings u. a. (1994), der auf einem CIRIA Bericht (Clear und Harrison 1985) beruht. Der einzige Unterschied liegt in der Größe der kritischen Höhe. Diese liegt bei der Schlitzwand der "Station Blijdorp" bei ca. 8,5 m. Die kritische Höhe ist bei Lings u. a. (1994) mit einem Drittel der Schlitzwandtiefe festgelegt, im Fall der Schlitzwand der "Station Blijdorp" entspräche dies einer kritischen Höhe von 12 m.

4.2 Verschiebungen

Im folgenden Abschnitt werden die während der Herstellung der Lamelle 34 gemessenen horizontalen Verschiebungen im Untergrund und die Setzungen an der Geländeoberfläche vorgestellt. Die Fertigung der Lamelle 34 beginnt im Anschluss an die Produktion der Lamelle 33 und dauert 6 Tage. Der Schlitzvorgang, der zwei Tage in Anspruch nimmt, wird in drei Phasen durchgeführt. Zuerst wird der rechte Stich und anschließend der linke Stich ausgehoben, zuletzt folgt der mittlere Stich. Die Betonage erfolgt vier Tage nach Abschluss der Schlitzarbeiten und wird innerhalb von 8 Stunden ausgeführt.

4.2.1 Horizontale Verschiebungen

In Bild 11 sind die horizontalen Verschiebungen während der Herstellung von Lamelle 34 über die Tiefe am Standort 93 (Achse b, 1,9 m von der Schlitzwand entfernt) dargestellt. Die vier Kurven stellen die horizontalen Verschiebungen vor dem Schlitzten und nach dem Schlitzten bzw. vor dem Betonieren und nach dem Betonieren der Lamelle 34 dar. Positive Werte ent-

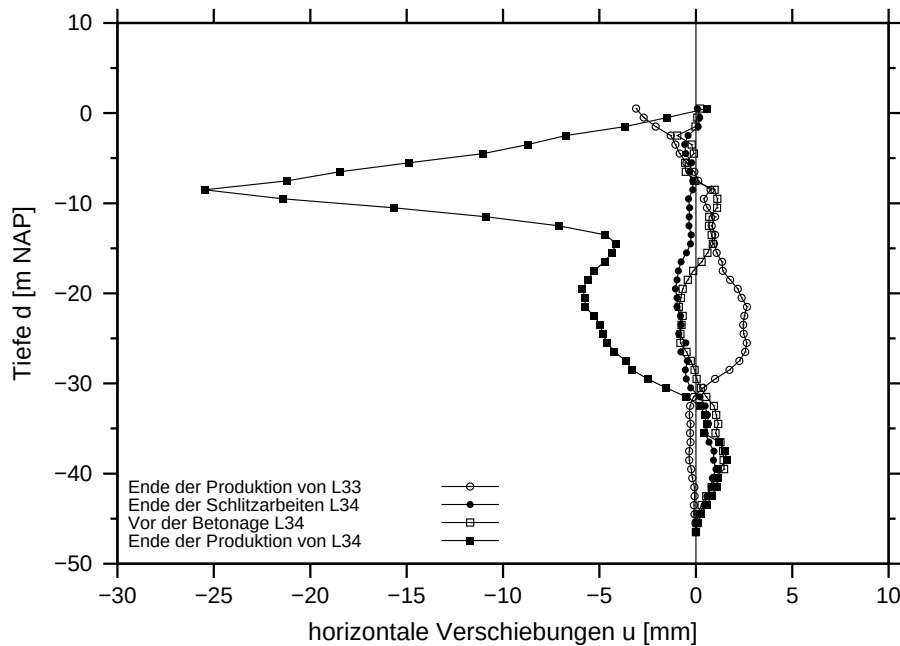


Bild 11: Horizontale Verschiebungen am Standort 93 während der Herstellung von Lamelle 34

sprechen einer Bewegung in Richtung des Schlitzes, negative Werte geben horizontale Verschiebungen in Richtung des Bodens an. Durch den Schlitzvorgang ergeben sich in der Tiefe zwischen -6 und -31 m NAP Verformungen in Richtung des Bodens. Darüber und darunter kommt es zu Verschiebungen in Richtung des Schlitzes. Die maximalen Verschiebungen während dem Schlitzvorgang betragen 3, 5 mm. In der Zeitspanne, in der die Lamelle 34 suspensionsgestützt offen steht, finden nur sehr geringe Verschiebungen im Boden statt. Sie treten hierbei hauptsächlich in den Torf- und Tonschichten (-8 bis -15 m NAP) auf und betragen 1 bis 2 mm in Richtung des Schlitzes. Das Betonieren der Lamelle 34 verursacht nur geringe Verschiebungen im Fußbereich der Schlitzwand (unterhalb von -30 m NAP). In den holozänen Weichschichten dagegen treten sehr hohe Verformungen auf. Die maximale horizontale Verschiebung von 27 mm ist in der Torfschicht in einer Tiefe von -9 m NAP zu erkennen.

Bild 12 stellt die horizontalen Verschiebungen 3, 8 m hinter der Schlitzwand (Standort 95, Achse c) dar. Verglichen mit den horizontalen Verschiebungen in Achse b, unterscheiden Sie sich in Betrag und Ausdehnungsbereich. Erstaunlicherweise liegen die horizontalen Verschiebungen (in Richtung des Bodens) während den Schlitzarbeiten bei 4, 5 mm, obwohl der Standort 95 doppelt so weit entfernt ist als der Standort 93. In der Zeitspanne des suspensionsgestützten offenen Schlitzes bewegt sich der Boden in Richtung Schlitz, und es wird wieder nahezu die Ausgangsposition der Verschiebungen vor dem Beginn der Schlitzarbeiten erreicht. Die horizontalen Verschiebungen in Richtung des Bodens erhöhen sich durch das Betonieren der Lamelle 34. Sie sind aber auf Grund der größeren Entfernung zum Schlitz kleiner als die am Standort 93 gemessenen. Die maximale horizontale Verschiebung von 13 mm liegt wiederum in der Torfschicht in einer Tiefe von -9 m NAP.

Es zeigt sich, dass der Schlitzvorgang keine nennenswerten Verschiebungen (kleiner als 5 mm) hervorruft. In der Zeit, in der die Lamelle suspensionsgestützt offen steht, treten ebenfalls vernachlässigbare horizontale Verschiebungen im Erdreich auf. Dies wird durch die zwei sich annähernd überlappenden Kurven "Ende der Schlitzarbeiten L34" und "Vor der Betonage L34"

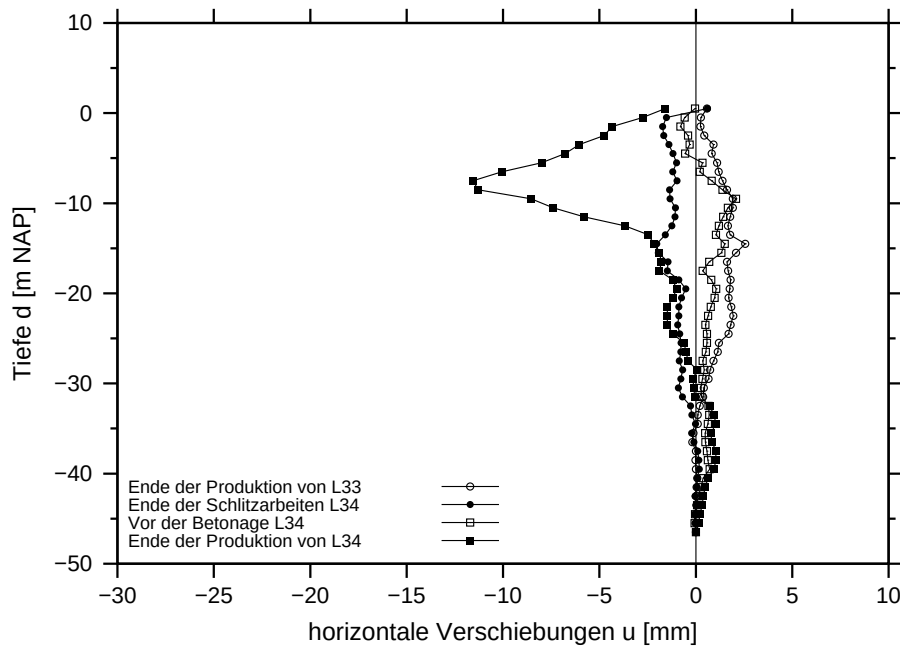


Bild 12: Horizontale Verschiebungen am Standort 95 während der Herstellung von Lamelle 34

deutlich. Die Messungen an den Standorten 93 und 95 zeigen eindeutig, dass sich aus dem Betoniervorgang die maximalen horizontalen Verschiebungen ergeben.

4.2.2 Oberflächensetzungen

In den Bildern 13 und 14 sind die Setzungen bzw. Hebungen an der Geländeoberfläche entlang der Achsen b und c (1,9 m bzw. 3,8 m hinter der Schlitzwand) während der Herstellung von Lamelle 34 dargestellt. Aus dem Schlitzvorgang resultieren nur sehr geringe vertikale Verschiebungen in Achse b. Eine Hebung von 1 mm ist am rechten Rand der Lamelle 34 zu erkennen. In der Mitte der Lamelle 34 und am Übergang zwischen den Lamellen 35 und 36 findet keine Verschiebung statt. An den anderen Messpunkten entlang der Achse b setzt sich die Geländeoberfläche um 1 mm. Im Zeitraum des suspensionsgestützten offenen Schlitzes setzt sich die Geländeoberfläche um 1 bis 2 mm. Der Betoniervorgang verstärkt die Setzungen entlang der Achse b. Die zusätzlichen Setzungen liegen bei 1 mm, am rechten Rand von Lamelle 34 bei 2 mm. Insgesamt ergeben sich während der Herstellung der Lamelle 34 Setzungen zwischen 2 und 4 mm. Die maximale Setzung, die durch die Fertigung der Lamellen 32 bis 34 auftritt, beträgt 9 mm.

Entlang der Achse c ergeben sich im Bereich der Lamelle 34 während dem Schlitzvorgang Hebungen zwischen 1 und 2 mm. Setzungen von 1 mm treten am rechten und linken Rand der Lamelle 36 auf. Im Zeitraum des suspensionsgestützten offenen Schlitzes kommt es am Übergang zwischen den Lamellen 35 und 36 zu einer Setzung von 1 mm. Darüberhinaus hebt sich der Messpunkt in der Mitte von Lamelle 34 um 2 mm und erreicht wieder seine Ausgangsposition vor Beginn der Herstellungsarbeiten der Lamelle 34. Eine Hebung von 1 mm ist am rechten Rand der Lamelle 34 zu erkennen. Eine signifikante vertikale Verschiebung in Folge der Betonage ergibt sich in der Mitte von Lamelle 34. Die Hebung beträgt dort 3 mm. Setzungen von 1 mm ergeben sich am linken Rand und in der Mitte der Lamelle 36. Der Herstellungsvorgang der Lamelle 34 bewirkt 3,8 m hinter der Schlitzwand nur geringe vertikale Verschiebungen. Die

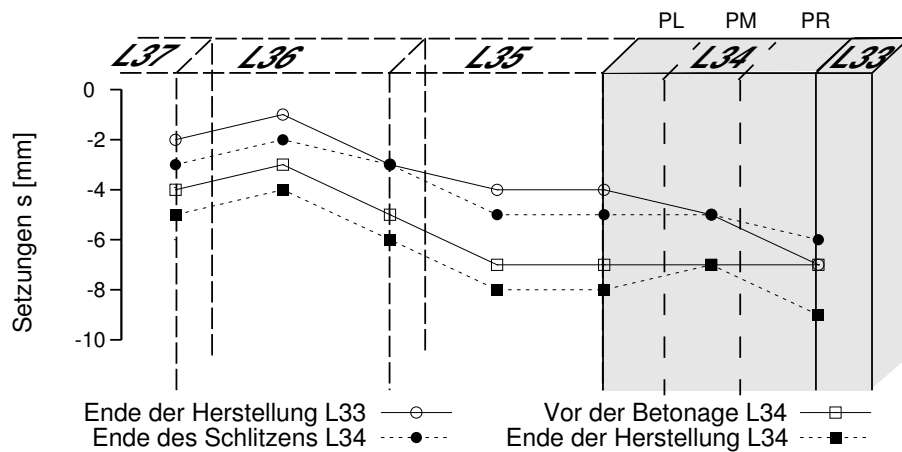


Bild 13: Vertikale Verschiebungen der Oberflächenpunkte entlang der Achse b

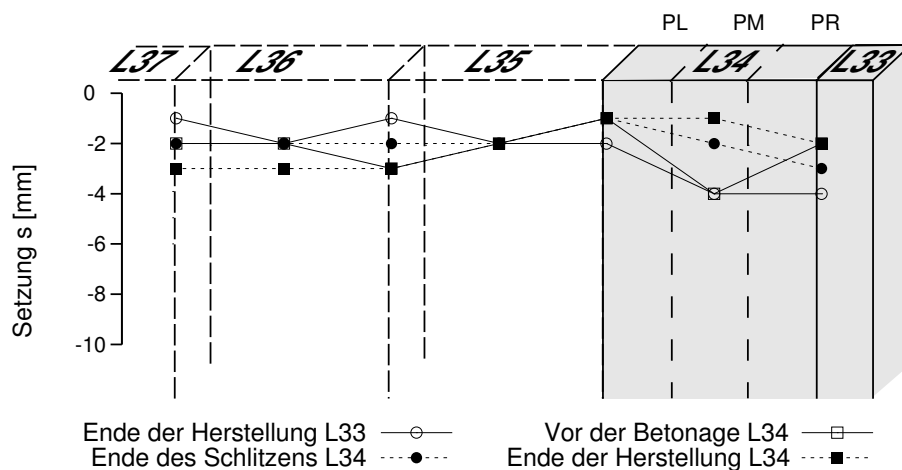


Bild 14: Vertikale Verschiebungen der Oberflächenpunkte entlang der Achse c

maximale Setzung in Achse c, die durch die Fertigung der Lamellen 32 bis 34 auftritt, beträgt 4 mm.

4.3 Porenwasserdruckmessungen

In diesem Abschnitt werden die während der Herstellung der Lamelle 34 gemessenen Porenwasserdrücke, die in Bild 15 und 16 als Piezometerhöhe aufgetragen sind, vorgestellt. Am Standort 93 (Bild 15) werden die Porenwasserdrücke in 7 Tiefen gemessen, am Standort 95 (Bild 16) in 3 Tiefen. Die zwei Diagramme zeigen eindeutig, dass zwei Grundwasseraquifere im Untergrund vorhanden sind. Der freie Grundwasserspiegel entspricht der hohen Piezometerhöhe. In der Sandschicht ab -16 m NAP und den tiefer liegenden Schichten ist ein Grundwasserstockwerk mit niedriger Piezometerhöhe vorhanden. Als Grundwasserstauer dient das holozäne Schichtpaket der "Westland Formatie".

Deutliche Schwankungen in den Piezometerhöhen und damit in den Porenwasserdrücken sind nur in einer Tiefe von $-12,5$ m NAP während der Herstellung der Lamelle 34 zu erkennen, wobei selbst diese Änderungen während den Schlitzarbeiten nur bei 5 bis 7 kN/m² liegen. Er-

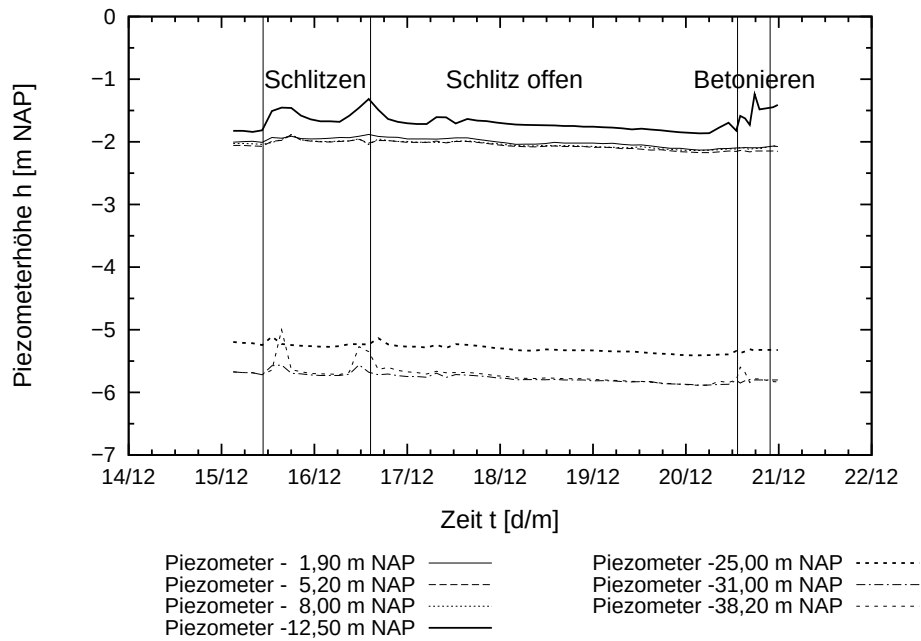


Bild 15: Piezometerhöhen während der Herstellung der Lamelle 34 in verschiedenen Tiefen am Standort 93

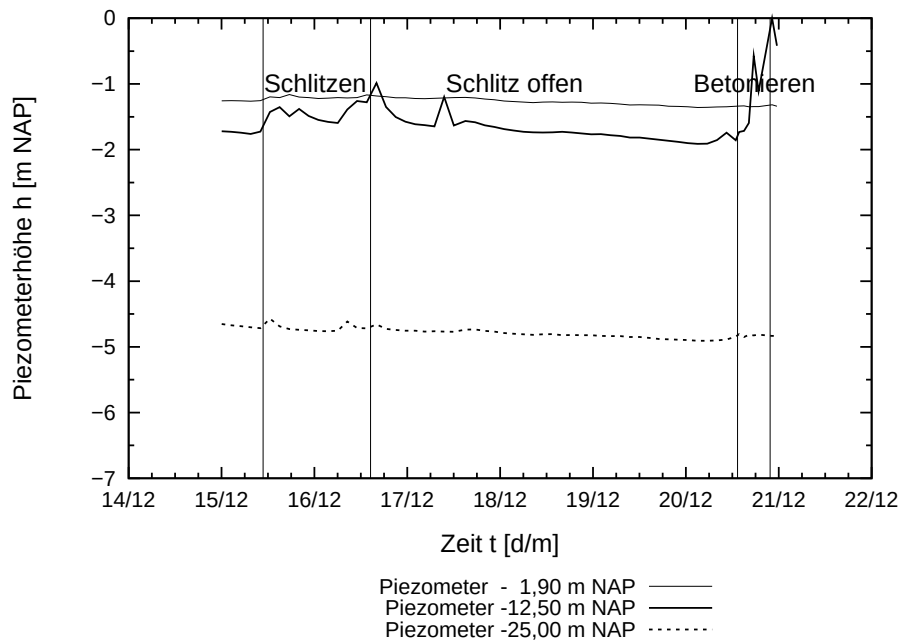


Bild 16: Piezometerhöhen während der Herstellung der Lamelle 34 in verschiedenen Tiefen am Standort 95

staunlicherweise resultiert aus der Betonage eine maximale Erhöhung des Porenwasserdrucks um ca. 18 kN/m^2 am Standort 95. Weitere geringe Änderungen ergeben sich in einer Tiefe von $-38,2 \text{ m NAP}$ während des Schlitzens und Betonierens. Die restlichen Piezometermessungen sind während der Herstellung von Lamelle 34 nahezu konstant.

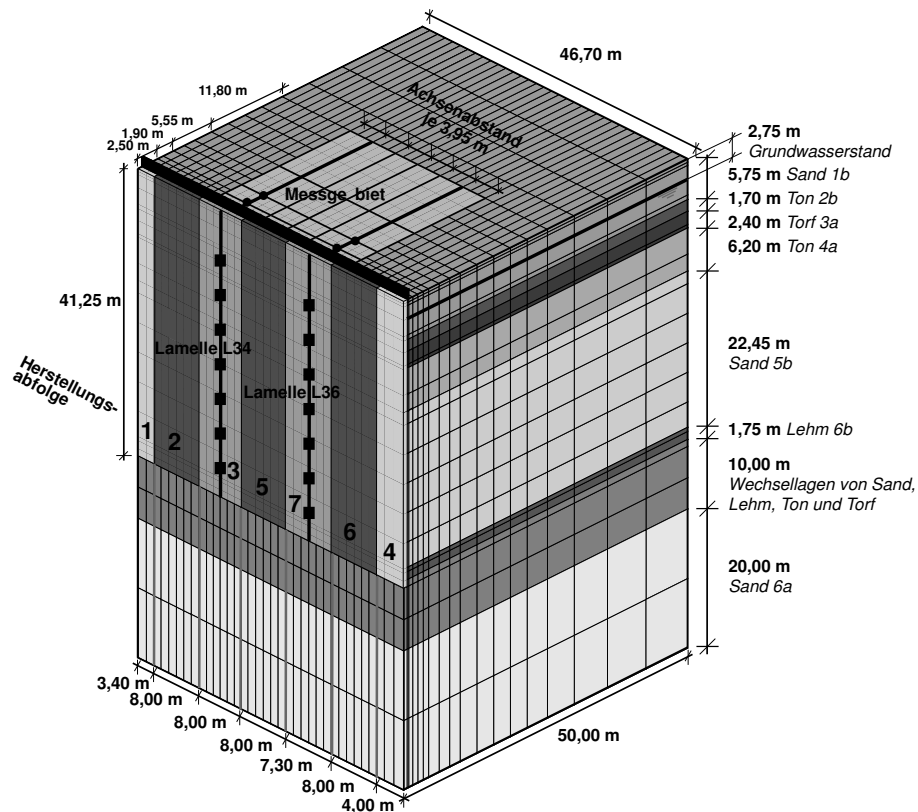


Bild 17: Ausschnitt aus dem FE-Modell

5 Numerische Modellierung

Die Simulation der Schlitzwandherstellung wird mit Hilfe eines dreidimensionalen Finite Elemente Modells durchgeführt. Ziel ist es, den Herstellungsprozess der Schlitzwand der "Station Blijdorp" so genau wie möglich abzubilden. Die Ergebnisse der numerischen Berechnung werden abschließend mit den gewonnenen Messwerten verglichen.

Für die numerische Simulation wird das FE-Programm TOCHNOG verwendet. Das Modell besteht aus 21.000 achtknotigen Volumenelementen (23.472 Knoten) mit einem linearen Verschiebungsansatz. Das Modell ist 62,0 m breit, ungefähr 71,0 m tief und 46,7 m lang. Die Breite des Modells lässt sich in drei Abschnitte aufgliedern. Vor der Schlitzwand wird die Hälfte der Baugrube (11,4 m) unter der Annahme einer Symmetrieebene in der Mitte der Baugrube modelliert. Die Schlitzwand wird mit einer Breite von 1,2 m angenommen. Dahinter erstreckt sich das Netz weitere 49,4 m. Bild 17 zeigt einen Schnitt durch die Mitte der Schlitzwand mit dem dahinter liegenden Messfeld.

5.1 Finite Element Methode

Die vertikalen Begrenzungsflächen des Modells sind mit horizontalen Lagern gehalten. An der Unterseite des Modells sind vertikale Lager angebracht. Der Grundwasserspiegel wird für alle Schichten mit –2,5 m NAP festgelegt (2,75 m unter Geländeoberfläche). Zur Vereinfachung des Problems wird der zweite Grundwasserspiegel nicht explizit modelliert. Darüberhinaus wird von drainiertem Materialverhalten ausgegangen. Diese Annahme wird auch für die weichen

Ton- und Torfschichten getroffen, die im vorliegenden Randwertproblem in der Regel mit undrainiertem Materialverhalten berücksichtigt werden. Die Porenwasserdruckmessungen zeigen aber auch in den Weichschichten so gut wie keine Druckänderungen (vgl. Bild 15 und 16), deshalb werden auch diese Schichten mit dem Ansatz drainierten Materialverhaltens modelliert.

5.2 Modellierung der Schlitzwand

Nach der Generierung des Initialspannungszustands folgt die Modellierung der Herstellung der Leitwand. Anschließend wird abschnittsweise die Produktion der Lamellen A32, L33 und L34 durchgeführt. Das Schlitzten der Lamellen erfolgt bis auf Lamelle A32, die in einem Stich ausgehoben wird, in drei Stichen (linker, rechter und mittlerer Stich). Der Aushub eines jeden Stichts wird mit 10 Segmenten modelliert. Diese Segmente werden ebenfalls für die Simulation des Betoniervorgangs verwendet. Der Suspensionsdruck der Stützflüssigkeit sowie der Frischbetondruck werden mit Hilfe einer Flächenlast simuliert. Die Flächenlast zur Simulation des Suspensionsdrucks wird aufgebracht, wenn ein Segment entfernt wird. Die Simulation des Betoniervorgangs erfolgt durch Erhöhung dieser Flächenlast. Diese Erhöhung wird beginnend mit dem Segment an der Schlitzunterkante durchgeführt.

Die kritische Höhe des Frischbetondrucks wird bei der Modellierung mit 8,5 m angesetzt (vgl. Abschnitt 4.1). Zunächst wird der Frischbetondruck hydrostatisch modelliert. Nach Erreichen der kritischen Höhe erfolgt eine bilineare Modellierung des Frischbetondrucks. Im oberen Bereich bis zur kritischen Höhe wird der hydrostatische Frischbetondruck angesetzt, darunter entspricht die Steigung des Lastansatzes der Steigung des hydrostatischen Suspensionsdrucks. Der am Ende des Betoniervorgangs wirkende Frischbetondruck entspricht somit der Frischbetondruckverteilung, die in Bild 10 gegeben ist. Einen Überblick über die numerische Simulation der einzelnen Bauphasen enthält Tabelle 1.

6 Stoffgesetz und Materialparameter

In der vorliegenden numerischen Modellierung werden alle Bodenschichten mit einem relativ einfachen elastischen-idealplastischen Stoffgesetz mit einer Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb modelliert. Zunächst wird das verwendete Stoffgesetz kurz erläutert. Anschließend werden die verwendeten Bodenparameter beschrieben.

6.1 Das Mohr-Coulomb Modell

Das Mohr-Coulomb Modell ist ein linear-elastisches ideal-plastisches Stoffgesetz. Die Dehnungen werden in einen elastischen und einen plastischen Anteil aufgespalten. Das mechanische Verhalten bis zum Erreichen der Fließspannung f wird durch die lineare Elastizität nach Hooke beschrieben. Die Fließspannung f wird mit Hilfe der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung (vgl. Gleichung 1), in welche die effektive Kohäsion c' und der effektive Reibungswinkel φ' eingehen, bestimmt.

$$f = \tau - c' - \sigma' \cdot \tan \varphi' \quad (1)$$

Tabelle 1: Numerische Simulation der Bauphasen

Schritt	Beschreibung
1	Generierung des Initialspannungszustands
2	Leitwandherstellung
3	schrittweiser Aushub von Lamelle A32, inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
4	Betoniervorgang Lamelle A32,
5	schrittweiser Aushub von Lamelle L33 (linker Stich), inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
6	schrittweiser Aushub von Lamelle L33 (rechter Stich), inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
7	schrittweiser Aushub von Lamelle L33 (mittlerer Stich), inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
8	Betoniervorgang Lamelle L33
9	schrittweiser Aushub von Lamelle L34(linker Stich), inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
10	schrittweiser Aushub von Lamelle L34 (rechter Stich), inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
11	schrittweiser Aushub von Lamelle L34 (mittlerer Stich), inklusive Aktivierung des Suspensiondrucks
12	Betoniervorgang Lamelle L34

Unterhalb der Fließfläche, welche durch die Grenzbedingung definiert ist, verhält sich der Boden linear-elastisch. Spannungszustände auf der Fließfläche führen zu ideal-plastischen Verformungen. Spannungszustände außerhalb des durch die Grenzbedingung definierten Bereichs sind nicht möglich. Eine graphische Darstellung der Mohr-Coulomb'schen Grenzbedingung im σ' - τ -Diagramm ist in Abbildung 18 gegeben. Druckspannungen sind darin positiv definiert. Es ist zu erkennen, dass in diesem Modell Böden mit einer effektiven Kohäsion c' auch Zugspannungen aufnehmen können. Im Allgemeinen übertragen Böden aber keine Zugspannungen. Deswegen wird der Zugbereich mit einer weiteren Grenzbedingung, dem sogenannten "Tension cut-off", abgeschnitten. Die Eingangsparameter für das Mohr-Coulomb Modell sind die effektiven Scherparameter c' und ϕ' sowie der Dilatanzwinkel ψ für die Beschreibung des plastischen Verhaltens. Die Verwendung eines Dilatanzwinkels impliziert den Gebrauch einer nicht-assoziierten Fließregel für die Ermittlung der plastischen Dehnungen. Des Weiteren werden der Elastizitätsmodul E und die Querdehnzahl ν zur Beschreibung des elastischen Verhaltens benötigt.

6.2 Bodenparameter

In Tabelle 2 sind die Bodenparameter der verschiedenen Bodenschichten für das Mohr-Coulomb Modell angegeben. Die Poissonzahl wird für alle Bodenarten mit 0,33 angenommen. Der Dilatanzwinkel ψ wird bei allen Schichten zu $0,0^\circ$ gesetzt. Die gesättigte Wichte γ sowie die Scherparameter ϕ' und c' sind vorliegenden Baugrundgutachten entnommen. Der E-Modul E wird auf Grund der vorliegenden Baugrundgutachten und Erfahrung gewählt. Es handelt sich um Werte für Ent-/Wiederbelastungen.

Tabelle 2: Materialparameter für das Mohr-Coulomb Modell.

Bodenschicht	γ_r [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ϕ' [°]	c' [kN/m ²]
Sand1b	19,5	60.000	29,0	1,0
Ton2b	15,8	9.000	15,0	10,0
Torf3a	10,5	6.000	13,5	10,0
Ton4a	15,0	12.000	15,0	10,0
Sand5b	20,0	80.000	29,0	0,0
Lehm6b	21,5	18.000	24,5	4,0
Kedichem	21,5	20.000	13,0	3,5
Sand6a	20,0	120.000	29,0	0,0

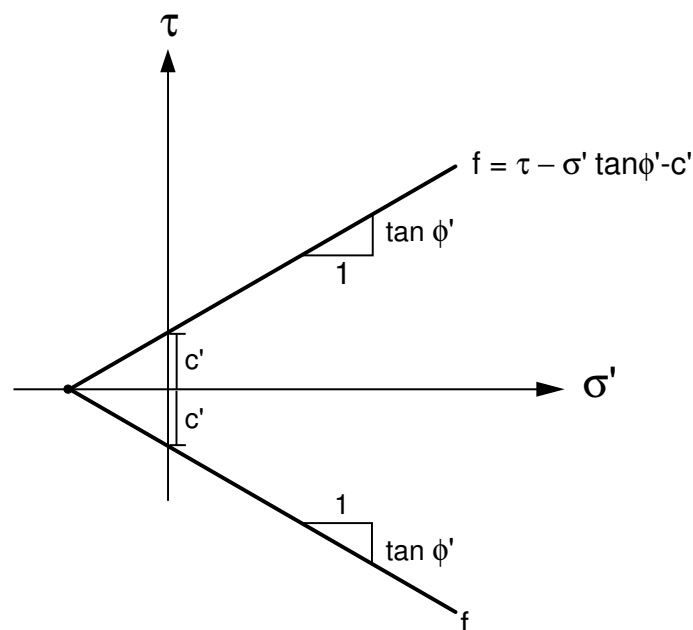


Bild 18: Grenzbedingung nach Mohr-Coulomb im σ' - τ -Diagramm.

7 Vergleich und Diskussion der Messdaten und Rechenergebnisse

Die vorliegende Berechnung ist die erste Modellierung der detaillierten Herstellungsfolge der Lamellen A32, L33 und L34 der "Station Blijdorp". Das Ziel ist nicht das Erreichen einer perfekten Übereinstimmung der Rechenergebnisse mit den Messdaten, sondern vielmehr die Überprüfung der Möglichkeit einer Modellierung des schrittweisen Herstellungsprozesses mit einfachen Stoffgesetzen. Im nachfolgenden Abschnitt werden die Messdaten mit den Ergebnissen der numerischen Berechnung verglichen. Erwähnenswert ist, dass sich in der Berechnung nahezu keine plastischen Verformungen ergeben.

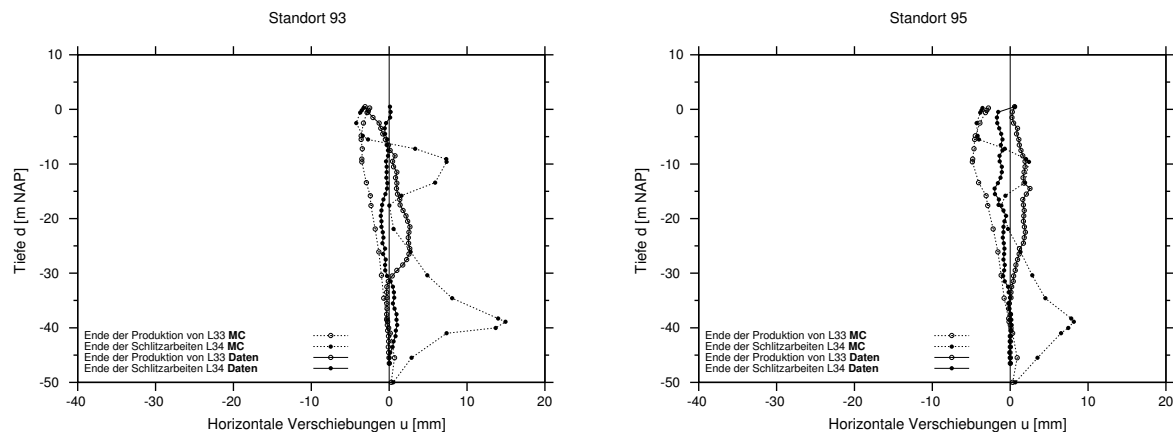


Bild 19: Vergleich der Inklinometerdaten und der Rechenergebnisse an den Standorten 93 und 95 während den Schlitzarbeiten

7.1 Horizontale Verformungen

In Bild 19 sind vergleichend die Daten der Messungen und die Rechenergebnisse an den Standorten 93 und 95 während dem Schlitzvorgang dargestellt. Es ist eindeutig zu erkennen, dass sich in der Berechnung während des Schlitzvorgangs von Lamelle A32 und L33 Bewegungen vom Schlitz weg ergeben. Die maximalen Verschiebungen finden in den weichen Schichten (Ton 2b, Torf 3a und Ton 4a) statt. Die Messdaten hingegen zeigen keine deutliche Bewegungsrichtung auf. Hierbei ist anzumerken, dass bei einem Inklinometerrohr von 46,0 m Länge die Messgenauigkeit bei einigen Millimetern liegt (vgl. Marte u. a. 1998).

Der Schlitzvorgang von Lamelle 34 verursacht, wie in Abschnitt 4.2.1 bereits erläutert, nur sehr kleine horizontale Verschiebungen. Diese zeigen hauptsächlich vom suspensionsgestützten Schlitz weg. Dieses Bewegungsverhalten während dem Schlitzvorgang kann nicht modelliert werden. Es kann davon ausgegangen werden, dass die Steifigkeit für die Lehmschicht (Lehm 6b) unterschätzt wurde, da sich in der Berechnung sehr große Bewegungen in Richtung des Schlitzes ergeben. Am Standort 93 sind horizontale Verschiebungen von 16 mm und am Standort 95 Bewegungen von 9 mm festzuhalten, die Werte der Messungen liegen im Bereich von 1 bis 2 mm. In den Weichschichten ergibt die FE-Rechnung geringere horizontale Verschiebungen in Richtung des Schlitzes. Im Bereich der Auffüllung (Sand 1b) zeigen die sehr geringen horizontale Verschiebungen vom Schlitz weg.

Mit Hilfe von Bild 21 können die berechneten Verschiebungen erklärt werden. In der schematischen Darstellung sind der theoretische totale Horizontaldruck und der hydrostatische Suspensionsdruck gegen die Tiefe aufgetragen. Hierbei wird deutlich, dass oberhalb von -5 m NAP der resultierende Druck vom Schlitz weg- und unterhalb von -5 m NAP m zum Schlitz hingerrichtet ist. Die Verschiebungen in der Berechnung spiegeln diesen Lastansatz wieder. Der geringe Unterschied zwischen dem totalen Horizontaldruck und dem hydrostatischen Suspensionsdruck ist in der Realität aber wohl nicht ausreichend, um so große Verschiebungen wie die Errechneten zu verursachen. In Wirklichkeit ist der totale Horizontaldruck zumindest in der ersten Sandschicht (Sandlage 5b) sogar noch geringer, da hier der Grundwasserspiegel in Realität tiefer als in Bild 21 angenommen liegt (vgl. Bild 15 und 15). In Bild 16 wurde der Einfachheit halber wie in der Berechnung lediglich ein Grundwasseraquifer berücksichtigt. Folglich ist der totale Horizontaldruck in Realität etwas geringer als in der Berechnung.

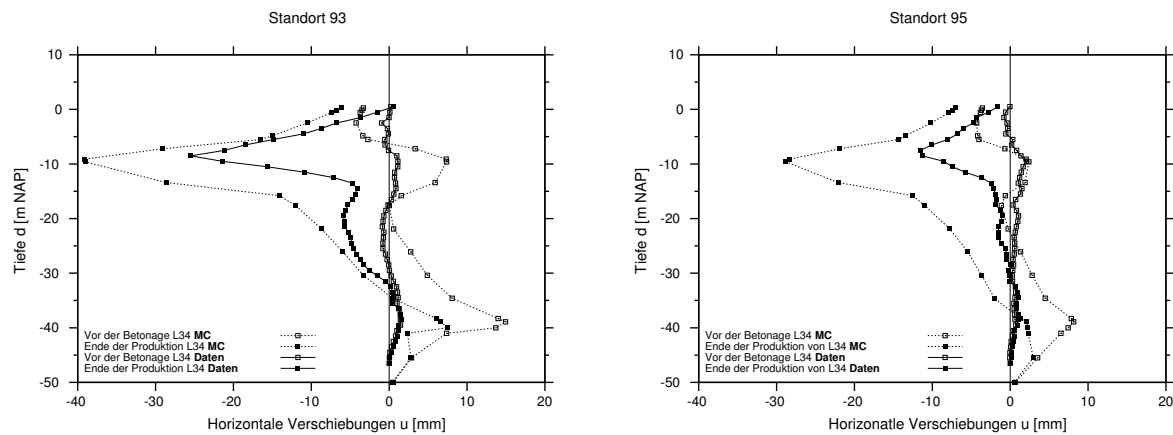


Bild 20: Vergleich der Inklinometerdaten und der Rechenergebnisse an den Standorten 93 und 95 während der Betonage

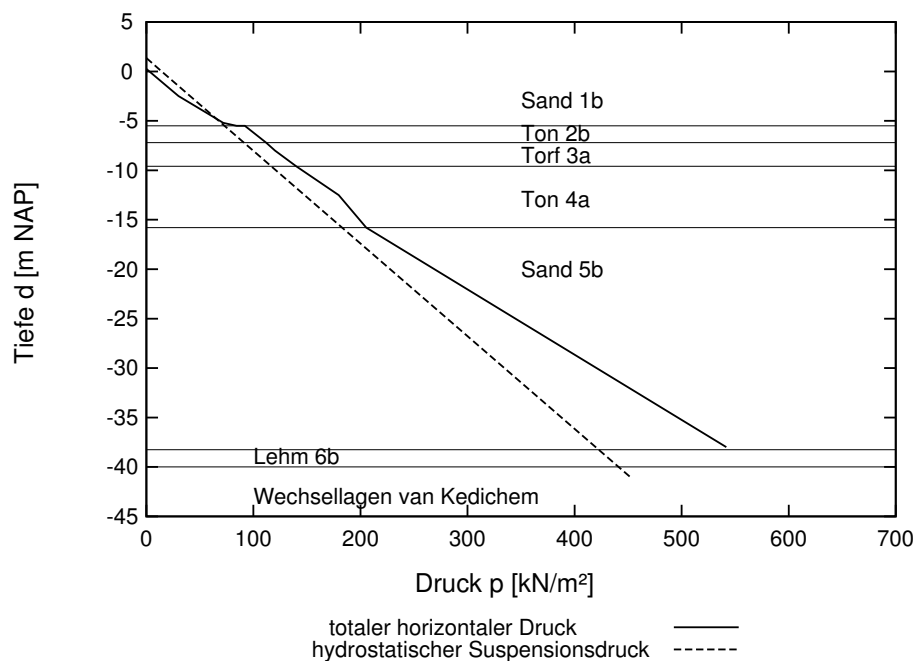


Bild 21: Vergleich des totalen Erddrucks mit dem hydrostatischen Suspensionsdruck gegen die Tiefe

Die geringen gemessenen horizontalen Verschiebungen während der Zeit des offenen suspensionsgestützten Schlitzes (vgl. Bild 11 und 12), können nicht modelliert werden, da kein zeitabhängiges Stoffgesetz verwendet und drainiertes Materialverhalten angenommen wird. Dem zur Folge sind die errechneten horizontalen Verschiebungen am "Ende der Schlitzarbeiten" von Lamelle 34 die gleichen wie "Vor der Betonage" von Lamelle 34.

In Bild 20 sind die während des Betoniervorgangs gemessenen horizontalen Verschiebungen sowie die Errechneten am Standort 93 und 95 vergleichend dargestellt. In den Diagrammen ist die qualitative Übereinstimmung der Kurven leicht zu erkennen. Sowohl bei den Messungen, als auch bei der Berechnung, verursacht der Frischbetondruck horizontale Verschiebungen vom Schlitz weg. Die maximalen Verschiebungen finden jeweils in den weichen Schichten statt.

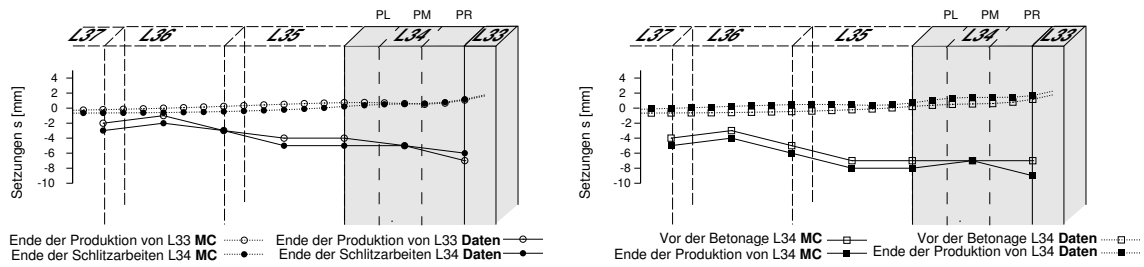


Bild 22: Vergleich der Oberflächenbewegungen entlang der Achse b während des Schlitzvorgangs und Betoniervorgangs

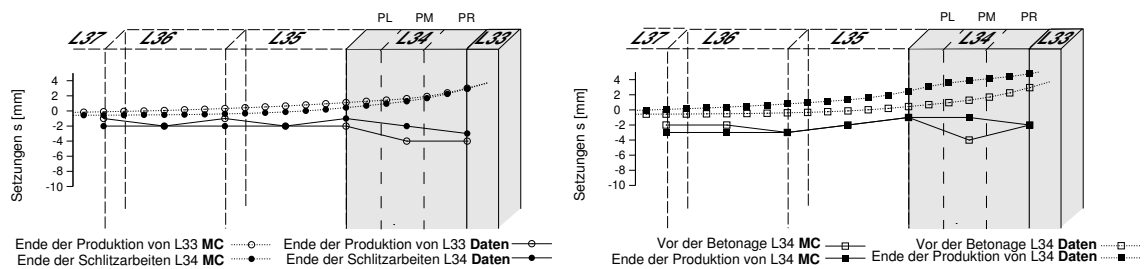


Bild 23: Vergleich der Oberflächenbewegungen entlang der Achse c während des Schlitzvorgangs und Betoniervorgangs

Die berechneten horizontalen Verschiebungen sind jedoch größer als die gemessenen Werte. Die Steifigkeiten der Weichschichten, wie die der Lehmschicht (Lehm 6b), sind folglich noch zu gering angesetzt. Die horizontalen Verschiebungen 3,80 m (Standort 95) von der Schlitzwand entfernt sind erwartungsgemäß sowohl gemessen, als auch berechnet geringer als die des Standorts 93.

7.2 Oberflächensetzungen

In den Bildern 22 und 23 sind die vertikalen Verschiebungen an der Geländeoberfläche während der Herstellung der Lamelle 34, unterteilt in Schlitz- und Betoniervorgang, entlang der Achsen b und c dargestellt. Es ist deutlich zu erkennen, dass sich die berechneten Verschiebungen an der Geländeoberfläche entlang beider Achsen schon vor dem Schlitzvorgang von den gemessenen Werten deutlich unterscheiden. Die Berechnung ergibt Hebungen im Bereich der Lamelle 34; Setzungen werden jedoch gemessen. Der Grund für die gegenläufigen Verschiebungen liegt vermutlich in der Verwendung des Mohr-Coulomb Modells, welches das Verhalten des Bodens nicht richtig widerspiegelt. Während dem Schlitzvorgang ergeben sich geringe errechnete Setzungen von 1 mm. Vertikale Verschiebungen während der Zeit, in der der Schlitz offen steht, können auf Grund der Verwendung eines zeitunabhängigen Stoffgesetzes und der Annahme drainierten Materialverhaltens nicht ermittelt werden. Die Messungen ergeben in dieser Zeit Setzungen. In der Berechnung kommt es während dem Betoniervorgang vor allem vor der Lamelle 34 zu Hebungen. Die Messdaten zeigen keine einheitlichen Bewegungen während dieses Arbeitsschritts. In Achse b sind geringe Setzungen von 1 mm zu erkennen, in Achse c hebt sich die Oberfläche vor der Lamelle 34.

8 Zusammenfassung

Die Inklinometermessungen während der Herstellung der Schlitzwand der "Station Blijdorp" in Rotterdam zeigen, dass durch den Schlitzvorgang nur sehr geringe horizontale Verschiebungen hervorgerufen werden. Der Grund liegt hierbei in einem geringen Unterschied zwischen dem herrschenden totalen Horizontaldruck und dem hydrostatischen Suspensionsdruck der Stützflüssigkeit. Der Betoniervorgang verursacht hauptsächlich in den Weichschichten eine deutliche horizontale Verschiebung vom Schlitz weg, hervorgerufen durch den Frischbetondruck. Die Geländeoberfläche setzt sich um einige Millimeter während des Herstellungsprozesses.

Die horizontalen Verschiebungen, die sich aus der numerischen Berechnung in Folge des Betoniervorgangs ergeben, decken sich qualitativ mit den gemessenen Daten. Die Modellierung des Frischbetondrucks ist vom Ansatz her folglich richtig.

Auf Grund der zu großen horizontalen Verschiebungen während der Betonage und den Unterschieden in den Verschiebungen während dem Schlitzvorgang, ist eine Anpassung der Bodenparameter für die folgenden Berechnungen notwendig. Darüberhinaus ist das Mohr-Coulomb Modell nicht geeignet die Setzungen an der Geländeoberfläche abzubilden, so dass in Zukunft auch höherwertige Stoffgesetze in Betracht zu ziehen sind. Zu dem ist eine Simulation der Herstellung der Lamellen 32 bis 38 geplant.

Danksagung

Das diesem Bericht zugrundeliegende Vorhaben wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Bildung und Forschung unter dem Förderkennzeichen 19W2086B gefördert. Die Verantwortung für den Inhalt dieser Veröffentlichung liegt bei den Autoren.

Literatur

- Clear, C. A. und T. A. Harrison (1985). Concrete pressure on formwork. Technical Report 108, Construction Industry Research and Information Association.
- Glückert, J. und A. Hartmann (2005). Statentunnel Rotterdam - Schlitzwandarbeiten und Bodenverbesserungsmaßnahmen aus der Sicht des Bauunternehmers. In N. Vogt (Hrsg.), *Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München - Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung*, Schriftenreihe des Lehrstuhls und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik der Technischen Universität München, Heft 37, 195–216.
- Lings, M. L., C. W. W. Ng, und D. F. T. Nash (1994). The lateral pressure of wet concrete in diaphragm wall panels cast under bentonite. *Proceedings of Institution of Civil Engineers, Geotechnical Engineering* 107, 163–172.
- Marte, R., S. Semprich, M. Fritz, und W. Weber (1998). Messungenauigkeiten von Inklinometer-Messergebnissen. In *Messen in der Geotechnik 1998, Braunschweig*, Mitteilungen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik, TU Braunschweig, Heft-Nr. 55, 327–350.
- van Zanten, D. C., M. de Vries, und H. M. A. Pachen (2004). Door de rotterdamse ondergrond met twee boortunnels. *Geotechniek* 8(3), 68–75.

Der abweichende Baugrund als einkalkuliertes Preiskorrektiv im Tunnelbau

Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke
Beratender Ingenieur für Felsmechanik
und Tunnelbau, Ettlingen

1 Einleitung

Der Wettbewerb zwischen den Bauunternehmen wird in Deutschland immer härter. Häufig werden Aufträge zu nicht kostendeckenden Preisen hereingenommen. Ursache hierfür ist einerseits die begrenzte Zahl auf den Markt kommender Projekte, andererseits die ungute Praxis der Auftraggeber, die Preise immer noch weiter zu drücken. Zur Korrektur der unauskömmlichen Preise betreiben die Bauunternehmen ein intensives Nachtragsmanagement. Gegenstand der Nachträge sind im Normalfall Unklarheiten des Vertrages und Änderungswünsche des Bauherrn. Einen Sonderfall bilden die besonders stark vom Baugrund abhängigen Bauwerke des Erd-, Grund- und Tunnelbaus. Vor allem im Tunnelbau ist der Baugrund eine schier unerschöpfliche Quelle für Nachtragsforderungen.

2 Die besonderen Verhältnisse des Tunnelbaus hinsichtlich Nachtragsmöglichkeiten

Beim Tunnelbau spielt der Baugrund eine besonders große Rolle. Er ist zugleich maßgebend für:

- Belastung
- Stützung
- Verformung
- Gefährdung von Personen und Sachen
- Bautechnik
- Baufortschritt

Das Baugrundrisiko liegt beim Bauherrn, der den Bietern im Regelfall auch die Ergebnisse der Baugrunderkundung zur Verfügung stellt. Da jede Erkundung nur ein Nadelstich ist und eine Prognose zwangsläufig auf Interpolation, Extrapolation und Verallgemeinerung beruht, ist eine gewisse Abweichung von der Prognose nahezu unvermeidlich. Diese Tatsache machen sich manche Bauunternehmen zu Nutze, um den Bauvertrag über das Baugrundrisiko systematisch auszuhebeln.

An die Stelle der erfahrenen Tunnelbauer treten immer öfter die reinen Nachtragsexperten. Der Baugrund wird täglich auf mögliche Abweichungen vom „Beschaffenheitssoll“ untersucht, wobei vor allem auf solche Eigenschaften geachtet wird, die überhaupt nicht zugesagt wurden. Bei Bedarf werden immer neue „Beschaffenheitssolls“ erfunden.

Der Bauleiter muss kein Tunnelbaufachmann mehr sein. Organisationstalent wird nur noch für die Koordination von Geologen, Juristen und Kaufleuten benötigt.

Aggressiv nachtragsorientierte Tunnelbaustellen, auf denen die Erbringung der beauftragten Leistung fast schon eine Nebensache ist, sind glücklicherweise noch die Ausnahme. Die Tendenz ist aber eindeutig steigend, da schlechte Beispiele schnell Schule machen. Immer mehr werden Angebotspreise in der sicheren Erwartung baugrundbedingter Nachträge gebildet. Das Unternehmen ist dann finanziell auf das Eintreten der entsprechenden Abweichungen angewiesen und wird seine ganze Kraft darauf ansetzen, diese nachzuweisen und in ihrer Bedeutung herauszustellen.

3 Die Baugrundprognose für den Tunnelbau

Für die Belange des Tunnelbaus müssen erheblich mehr Baugrundeigenschaften ermittelt werden als für Gründungen und normale Tiefbaumaßnahmen. Neben dem globalen Baugrundverhalten kommt es beim Tunnelvortrieb immer auch auf die örtlichen Verhältnisse an der jeweiligen Arbeitsstelle (Ortsbrust) an. Naturgemäß ist eine dementsprechend kleinmaßstäbliche Baugrundprognose aber gar nicht möglich.

Jede Kenngröße ist gewissen Schwankungen unterworfen. Hinzu kommt die Ungenauigkeit der Bestimmung einschließlich des Einflusses verschiedener Versuchstechniken.

Die Angaben des Bauherrn zum Baugrund haben vertragliche Bedeutung. Vergleichsmaßstab für abweichenden Baugrund bei der Beurteilung von Nachtragsforderungen sind vor allem die im Vertrag enthaltenen Zahlenangaben.

Je nach Verwendungszweck kann ein bestimmter Zahlenwert vorteilhaft oder nachteilig sein, z.B. die Druckfestigkeit des Gesteins: Festes Gestein trägt gut, lässt sich aber schlecht bohren. Die Bedeutung einzelner Kenngrößen ist auch je nach Bauverfahren und Geräteeinsatz unterschiedlich, z.B. der Tongehalt bei Bagger- oder Fräsvortrieb.

Der Bauherr kann vorsorglich aus technischen oder vertraglichen Gründen andere Zahlenwerte oder Schwankungsbreiten vorgeben, als sich diese aus der Baugrunduntersuchung ergeben haben. Beispiel:

- Auf der sicheren Seite liegende Scherparameter für statische Nachweise
- Höhere als erwartete Festigkeit und Abrasivität von Festgestein zur Sicherstellung der Lösbarkeit.

Bei zweckabhängig unterschiedlichen Angaben für dieselbe Kenngröße müssen die Widersprüche erläutert werden.

Grundsätzlich muss bei Angaben zum Baugrund klar unterschieden werden zwischen Rohergebnissen der Erkundung, Interpretation im Zuge der Auswertung und willkürlichen Vorgaben. Alle drei Typen von Angaben haben ihre Berechtigung. Zur Beseitigung des in falscher Kennwertverwendung liegenden Nachtragspotenzials muss hier aber für absolute Klarheit gesorgt werden.

4 Typische Reklamationen bezüglich abweichendem Baugrund

4.1 Abweichungen gegenüber tatsächlich gemachten Angaben

Nachstehend sind die wichtigsten Angaben zum Baugrund aufgelistet, wie sie zum Standard eines Baugrundgutachtens für den Tunnelbau gehören. Nachtragsbezogen arbeitende Auftragnehmer pflegen beim Vortrieb neue Erhebungen einschließlich Probeentnahme für Laborversuche durchzuführen. Die Ergebnisse werden im Regelfall zurückgehalten, bis die Argumentationsrichtung festgelegt ist.

- Kornverteilung von Lockergestein
- Zustandsgrenzen von Lockergestein
- Scherparameter von Lockergestein
- Wassergehalt von Lockergestein
- Klüftung (Abstände, Richtung)
- Lage geologischer Schichtgrenzen (im geologischen Längsschnitt)
- Wasserandrang
- einaxiale Druckfestigkeit von Festgestein
- Scherparameter des Gebirges
- E-Modul des Gesteins
- Verformungsmodul des Gebirges

4.2 Neu ins Spiel gebrachte Faktoren

Die folgenden Parameter werden entweder üblicherweise nicht als vertragsrelevant angesehen, oder sie lassen sich zahlenmäßig gar nicht bestimmen. Auch völlig neue Aspekte werden bisweilen als Abweichung von den zugesagten oder zu erwartenden Baugrundverhältnissen deklariert:

- Mineralbestand im Detail
- Wasserempfindlichkeit
- Klebrigkeit
- Kluftöffnungsweite
- Wassergehalt des Festgesteins
- Scherparameter des Gesteins
- Zugfestigkeit des Gesteins
- Korngrößen von Festgestein
- primärer Spannungszustand
- geogene Kontamination
- Asbestgehalt und andere lungengängige Stoffe
- Staubentwicklung beim Lösen
- Gebirgstemperatur

5 Wesentliche und unwesentliche Abweichungen des Baugrundes. Toleranzen.

Die Farbe des Gesteins ist bautechnisch nicht relevant.

Alle anderen Eigenschaften können bei einer Abweichung irgendeine Auswirkung haben, z.B. auf

- Lösen, Laden, Deponieren
- Standzeit, Nachbruchneigung, Überprofil
- Sicherungsaufwand
- Befahrbarkeit der Sohle
- Wasserhaltung
- Bewetterung
- Verschleiß an Bohrern und Geräten.

Begrenzte Bestimmungsgenauigkeit und erforderliche Praktikabilität bedingen, dass Abweichungen erst ab einer gewissen Größe vertragsrelevant sein können.

Dieses „Toleranzmaß“ kann bei verschiedenen Eigenschaften, Größenordnungen und Bautechniken unterschiedlich sein.

Toleranzmaße der Eigenschaften können prozentual und absolut definiert werden.

Bislang gibt es noch keine Regelungen für Toleranzmaße der Baugrundeigenschaften aus bauvertraglicher Sicht. Der Bedarf danach nimmt aber mit fortschreitendem Missbrauch des Baugrundrisikos zu. Es erscheint angeraten, eine aus Vertragsrechtlern, Baugrundfachleuten und Tunnelbauern bestehende Kommission mit der Erarbeitung von Vorschlägen zu betrauen.

6 Bewertung der Auswirkungen eines abweichenden Baugrundes

Niemand soll um berechtigte Ansprüche für baugrundbedingten Mehraufwand gebracht werden. Selbstverständlich gibt es auch wirkliche Fehlprognosen zur Geologie oder zu den Baugrundverhältnissen, die offenkundig völlig andere Maßnahmen als vorgesehen erfordern oder doch großen Einfluss auf die erreichbaren Leistungen haben.

Die meisten Nachträge bewegen sich allerdings in der Grauzone der lediglich behaupteten oder unerheblichen Abweichung und sind daher zwischen den Parteien umstritten.

Zweifelsfrei berechtigt sind Nachträge nur bei klar erkennbarer und zugleich für die Bauleistung wesentlicher Abweichung.

Ein abweichender Baugrund allein begründet noch keinen Nachtragsanspruch. Diese Feststellung ist üblicherweise im Bauvertrag enthalten und kann auch nicht mit dem Hinweis auf das nicht übertragbare Baugrundrisiko außer Kraft gesetzt werden. Mit einem abweichenden Baugrund ohne bautechnische Auswirkungen verwirklicht sich das Baugrundrisiko noch nicht.

Entscheidend ist ein durch Fakten belegter Mehraufwand, dessen kausaler Zusammenhang mit der Baugrundabweichung nachvollziehbar dargelegt werden muss. Mehraufwand und abweichender Baugrund ohne ursächliche Verknüpfung reichen zur Nachtragsbegründung nicht aus. Der Mehraufwand kann z.B. auf einem unrealistischen Leistungsansatz beruhen, die Baugrundabweichung, etwa in Form eines geringeren Wasserandrangs, eher eine tendenziell günstige Auswirkung haben.

Ein Mehraufwand als Grundlage eines Nachtrags kann nur durch Vergleich zwischen kalkuliertem und tatsächlichem Aufwand ermittelt werden.

Der kalkulierte Aufwand sollte vor der Beauftragung durch den AG geprüft worden sein und kann als richtig gelten. Der tatsächliche Aufwand ergibt sich aus Zeitnahmen, Lohnlisten, Materialbestellungen und sonstigen Dokumenten und lässt sich im Regelfall sehr genau beziffern.

Ein Vergleich zwischen theoretisch aus Baugrundkenngrößen ermitteltem „Ist-“ und „Soll-“ Aufwand ist kein Nachweis. Bei solchen Vergleichen wird das Soll regelmäßig heruntergerechnet, das Ist dagegen gegenüber der Wirklichkeit noch einmal erheblich angehoben. Ein so ermittelter Mehraufwand kann ein Mehrfaches des tatsächlichen Mehraufwandes betragen. Es versteht sich aber von selbst, dass ein derartiges Ergebnis gegenüber einem realen Mehraufwand ohne jede Relevanz ist.

7 Nachtragsfallen im Angebot

Ungerechtfertigte Nachträge unter Bezug auf das Baugrundrisiko des Bauherrn müssen bereits in der Angebotsphase vorbereitet werden. Zu diesem Zweck werden die Ausschreibungsunterlagen häufig noch vor der Entwicklung technischer Konzepte daraufhin untersucht, ob es irgendwelche Unklarheiten und Widersprüche innerhalb der Baugrundbeschreibung oder zwischen dieser und dem LV gibt. Derartige Ausschreibungsfehler sind allerdings nicht unbedingt erforderlich. Gegebenfalls reicht es auch aus, angebliche Missverständnisse und Fehlinterpretationen zumindest konstruieren zu können. Mit diesem Rohmaterial geht es dann an die maßgeschneiderte Gestaltung der Kalkulation und des Erläuterungsberichts für das Angebot.

Als Beispiel sei die Abschätzung des Wasserandrangs bei einem Schildvortrieb genannt: Hier stehen als Gegenstand eines „Missverständnisses“ folgende Angaben in den Ausschreibungsunterlagen zur Auswahl:

- Die im hydrogeologischen Gutachten genannten Pegelstände und Transmissivitäten als Ergebnisse von Pumpenversuchen.
- Der hieraus abgeleitete Wasserzufluß beim Vortrieb in der Spritzbetonbauweise, bezogen auf 100 m Länge. Eine typische Angabe ist 0,4 l/s.
- Die im LV für den Schildvortrieb genannte Grenzwassermenge von 1 l/s und eine Zulageposition für noch einmal 1 l/s.

Der AN macht geltend, er habe bei einer Schildlänge von 11 m nur mit 11 % des für 100 m Tunnellänge angegebenen Wertes rechnen müssen, also weniger als 0,04 l/s. Sein ganzes Maschinenkonzept einschließlich Transport und Deponierung des Ausbruchmaterials sei auf diesen sehr geringen Wasserandrang ausgelegt. Dem hält der AG entgegen, dass jeder Wasserandrang bis 2 l/s vertraglich geregelt sei.

Ein weiteres Beispiel möge die Kreativität bei der Schaffung von Nachtragsfallen unterstreichen:

Dem Bauvertrag liegt die Annahme zugrunde, dass der Tunnel je zur Hälfte im offenen Modus (standfeste Ortsbrust, daher keine aktive Stützung erforderlich, Förderband) und im geschlossenen Modus (Abbaukammer mit Erdbrei gefüllt, Förderschnecke) aufzufahren ist. Der AN hat als Variante angeboten, das Aushubmaterial auch im offenen Modus mit der Förderschnecke auszutragen und so den mehrfachen Umbau zwischen den beiden

Systemen zu vermeiden. Hiermit entfiel allerdings das ursprüngliche Unterscheidungsmerkmal. In den Vergabeverhandlungen wurde daher zur Abgrenzung zwischen beiden Betriebsarten als neues Kriterium festgelegt, dass erst ein in der Firste gemessener Druck des Erdbreis zur Abrechnung als geschlossener Modus berechtigt.

Nunmehr macht der AN geltend, dass er den Tunnel wegen des Einsatzes der Förderschnecke auf voller Länge im geschlossenen Modus auffahre. Einen offenen Modus gäbe es systembedingt gar nicht. Dementsprechend habe er Anspruch auf die Vergütung einer erheblich längeren Bauzeit.

In dieselbe Richtung zielt auch die Übernahme aller Risiken für optimistische Kalkulationsannahmen „auf der Grundlage des Vertrages“. Wird im Angebot beispielsweise die mittlere Vortriebsgeschwindigkeit doppelt so hoch angesetzt wie im Ausschreibungsentwurf, so lässt sich der Bauherr meistens von seinen diesbezüglichen Bedenken abbringen, wenn der Bieter die hohe erwartete Leistung als das Ergebnis sorgfältiger Studien auf der Grundlage neuer Techniken bezeichnet oder auch ein Referenzprojekt nennt. Wenn der Bieter dann noch schriftlich seine Risikoübernahme erklärt, glaubt der Bauherr sogar, viel Geld gespart zu haben. Tatsächlich erweist sich die Vergabe auf ein Billigangebot unter Ansatz unrealistischer Leistungen aber fast immer als ein sehr schlechtes Geschäft. Der AN denkt gar nicht daran, auf seinem schlechten Preis sitzen zu bleiben. Er wird vielmehr nachzuweisen versuchen, dass die angetroffenen Baugrundverhältnisse entscheidend vom Baugrundgutachten bzw. von seiner Interpretation dieses Gutachtens abweichen. Willfähige Helfer für die entsprechende Argumentation finden sich in allen hierfür heranzuziehenden Berufsgruppen.

Abschließend zu diesem Kapitel möchte ich noch auf die Problematik von Unterlagen hinweisen, die den Bietern lediglich zur Einsichtnahme angeboten werden. Irgendein Widerspruch oder irgendeine „Unterschlagung wesentlicher Fakten“ in den regulären Ausschreibungsunterlagen wird sich später immer finden. Dabei steht es dem AN frei, Erkenntnisse aus den tatsächlich durchaus studierten Zusatzunterlagen in seine Angebotsstrategie einzubauen, zugleich aber die Kenntnis der betreffenden Informationen abzustreiten. In diesem Sinne wäre es besser, die Zusatzunterlagen entweder trotz großem Umfang als Pflichtlektüre den Ausschreibungsunterlagen beizufügen, oder sie ein für alle mal für nicht vertragsrelevant zu erklären.

8 Nachtragrelevante Entwurfsänderungen bei der technischen Bearbeitung

Bei vielen Tunnelprojekten wird der bauausführende AN auch mit der Ausführungsplanung beauftragt. Eine solche Konstellation hat hinsichtlich der Verantwortung sowie zur Vermeidung von Reibungsverlusten sicher Vorteile. Allerdings werden diese Vorteile häufig bei weitem durch den Nachteil überwogen, dass der Bauherr einen großen Teil seiner Entscheidungsgewalt aus der Hand gibt. Im Zuge der Ausführungsplanung kann der gesamte Entwurf auf den Kopf gestellt, als unausführbar nachgewiesen oder in den Mengenansätzen völlig verändert werden. Je nach Interessenlage wird z.B. die Bewehrung verdoppelt oder halbiert, eine aufwändige Grundwasserabsenkung gefordert oder als überflüssig bezeichnet. Ziel der technischen Bearbeitung ist dabei weniger die Optimierung des Bauablaufs und des Materialeinsatzes, sondern vor allem die möglichst große Abwei-

chung von den Vertragsgrundlagen. Die Änderungen gegenüber dem Ausschreibungs-entwurf werden gegenüber dem Bauherrn nicht selten mit neuen Erkenntnissen begründet, die sich bei der erstmals intensiveren Auswertung des Baugrundgutachtens und nach Ausräumung darin enthaltener Unklarheiten ergeben haben. Unter Nutzung zeitlicher Engpässe oder auch durch gezielte Platzierung von Bedenken lässt sich leicht eine Zustimmung zu den vorgeschlagenen Änderungen erreichen, die der Bauherr bei sorgfältiger Prüfung aller technischen und vertraglichen Aspekte niemals gegeben hätte.

9 Nachtragsorientierte Baugrundbewertung beim Vortrieb

Bei der Baudurchführung sollte die Zeit der Theorie eigentlich vorbei sein. Man ist nicht mehr auf Bohrerergebnisse, Laborversuche und Rechenmodelle angewiesen, weil der Baugrund großmaßstäblich aufgeschlossen ist und sein Verhalten in der Realität beobachtet werden kann. Leider gibt es aber immer noch erhebliche Bewertungsspielräume. Die Geotechniker und Geologen des AG neigen traditionell dazu, die Übereinstimmung des angetroffenen Baugrundes mit der Prognose festzustellen. Mehr Kreativität ist allerdings auf der AN-Seite gefragt, wo es grundsätzlich eine Abweichung zwischen „Ist“ und „Soll“ nachzuweisen gilt. Die jeweils angesagte Abweichung wird dabei vom Nachtragsmanagement vorgegeben. Hierbei ergeben sich aus dem unvermeidbaren Widerspruch zwischen Wunsch und Wirklichkeit bisweilen groteske Situationen:

Vor dem Öffnen eines Querstollens zwischen zwei Tübbingröhren versuchte die Bauleitung des AN, unter Verweis auf die angeblich minimale Gebirgsfestigkeit nachtragsträchtige Sondermaßnahmen durchzusetzen. Sie scheute sich dabei auch nicht, Personalschäden und den Einsturz des Tunnels anzukündigen. Glücklicherweise ließ sich der AG nicht beeindrucken. Später hat der AN wegen der besonders hohen Gesteinsfestigkeit Behinderung geltend gemacht und entsprechende Mehrkosten angemeldet. Er hat sich danach auch nicht gescheut, dasselbe Spiel bei den nächsten Querstollen wieder zu versuchen.

Beliebt ist auch die Entnahme neuer Boden- und Gesteinsproben aus dem laufenden Vortrieb, die dann in Prüfanstalten und Labors auf alle möglichen Eigenschaften und Bestandteile hin untersucht werden. Die Ergebnisse sind keinesfalls nur dafür gedacht, aufgetretene Erschwernisse mit abweichendem Baugrund zu begründen. Die Ergebnisse können auch völlig unabhängig von realen Problemen dazu verwendet werden, neue Probleme zu schaffen. Absoluter Renner sind dabei alle Bestandteile, die in irgendeiner Weise mit den Aspekten des Umweltschutzes und des Arbeitsschutzes in Verbindung gebracht werden können. Wer erteilte Genehmigungen durch den Nachweis von Schwermetallen oder Asbest zu Makulatur machen kann, hat mit den daraus resultierenden Stillständen und Auflagen den Bauvertrag fast schon ausgehebelt.

10 Mögliche Gegenmaßnahmen des Bauherrn

Dem Argument des abweichenden Baugrundes kann grundsätzlich auf verschiedene Weise entgegnet werden:

- a) Verhinderung von Abweichungen durch extrem detaillierte Erkundung und Untersuchung.

Dieser Ansatz dürfte in den meisten Fällen nicht finanzierbar sein, aber auch nicht zum Erfolg führen. Je detaillierter die Prognose ist, desto mehr Abweichungen gibt es im Detail.

- b) Vorwegnahme der Nachträge durch Einbeziehung möglicher Baugrundabweichungen in den Bauvertrag. Der Erkundungs- und Untersuchungsaufwand wird vergleichsweise gering gehalten und auf das Wesentliche konzentriert.

Hiermit ist nicht die Verlagerung des Baugrundrisikos auf den AN gemeint, sondern lediglich die Vereinbarung von Preisen auch für von der Prognose abweichende Baugrundverhältnisse. Beispiele: Zusätzliche Vortriebspreise unter Annahme der halben oder einer um 50% größeren mittleren Gesteinsfestigkeit, eines halben oder doppelten Kluftabstandes, oder des dreifachen Wasserandrangs. Meines Erachtens ist dieser Ansatz das schärfste Instrument im Kampf gegen den Missbrauch des Baugrundes zur Kompensation unauskömmlicher Angebotspreise.

Ansonsten ist den Auftraggebern noch folgendes anzuraten:

- Sehr sorgfältige und umfangreiche Untersuchung aller tatsächlich relevanten Eigenschaften des Baugrundes. Schwerpunkte müssen bei typischen Nachtragsgründen gesetzt werden, also z.B. Druckfestigkeit und Quarzgehalt für maschinelle Vortriebe.
- Mehrfache Überprüfung aller Ausschreibungsunterlagen auf Vollständigkeit und Widerspruchsfreiheit.
- Aufnahme eines besonderen Fragenkataloges in die vom Bieter auszufüllenden Unterlagen, in dem die Relevanz bestimmter Abweichungen und deren Auswirkung auf Preis und Bauzeit anzugeben ist.
- Sorgfältige Angebotsauswertung. Durchspielen verschiedener Szenarien der Baugrundabweichung.
- Restlose Beseitigung aller Unklarheiten in den Vergabegesprächen, gerichtsfeste Vertragsergänzungen hierzu (lediglich protokollierte Zusagen haben im Streitfall häufig keinen Bestand).
- Niemals unter Zeitdruck einen Vertrag abschließen, auch bei drohendem Verfall einer Rabattzusage. In der Hektik der letzten Verhandlungsphase werden die meisten Fehler gemacht, und zwar immer seitens des Bauherrn.
- Mut zur Ablehnung von Angeboten, deren Preise und Leistungsansätze für nicht realistisch gehalten werden.

11 Die Mitverantwortung der Bauherren an der gegenwärtigen Situation

Gnadenloser Wettbewerb zwischen den Bauunternehmen im Kampf ums Überleben und die knappen öffentlichen Kassen sind die eigentlichen Ursachen des Sittenverfalls. Nur, wer zu billig anbietet, hat die Chance auf einen Auftrag. Andererseits ist jeder Auftraggeber froh, wenn er das ausgeschriebene Projekt weit unter seinem eigenen Schätzpreis vergeben kann.

Im Tunnelbau hat sich wegen der besonderen Nachtragsschancen bei abweichendem Baugrund eine eigene Angebots- und Nachtrags-„kultur“ entwickelt. Wegen der großen

Diskrepanz zwischen Vertragspreis und tatsächlichen Kosten wird die Lösung technischer Fragen des Bauens häufig durch die Aktivitäten zur Nachtragsdurchsetzung in den Hintergrund gedrängt. Besonders verhängnisvoll aus volkswirtschaftlicher Sicht sind technisch überflüssige Mehraufwendungen, deren einziger Sinn in der Begründung von Nachträgen liegt.

Der de-facto-Zwang zur Vergabe an den Billigstbieter ist gerade im Tunnelbau verhängnisvoll. Er bedeutet in letzter Konsequenz schlechte Qualität zu maximalen Kosten. Die Annahme eines offensichtlich unauskömmlichen oder unseriösen Angebotes ist deshalb bei Tunneln keine geschickte Einkaufspolitik, sondern eine verantwortungslose Handlung.

Durch gezielte Verhinderung unberechtigter baugrundbedingter Nachträge von Anfang an können die öffentlichen Auftraggeber zugleich Kosten sparen und viel für die Wiederherstellung eines echten Wettbewerbs im Tunnelbau tun.

12 Wünschenswerte Änderungen im Vergaberecht

In welchem Maße die angeblichen Zwänge im Vergabeverfahren auf allgemeingültigen Gesetzen und Vorschriften beruhen, oder aber auf den internen Vorgaben der öffentlichen Auftraggeber an ihrem Einkauf, vermag ich nicht zu durchschauen. Insofern ist der Adressat für die nachstehenden Empfehlungen nicht genau definiert. Ich hoffe aber, dass sich dennoch die eine oder andere Stelle angesprochen fühlt:

Es muss zulässig sein, Angebote für Tunnel zurückzuweisen, wenn erhebliche Zweifel an der Auskömmlichkeit der Preise und der Realisierbarkeit der angesetzten Leistungen bestehen. In diesem Zusammenhang muss die Möglichkeit, eine Beauftragung trotz schwerwiegender Bedenken des Auftraggebers gerichtlich zu erzwingen, unbedingt eingeschränkt werden.

Auch die erkennbare Gefahr eines durch die Angebotsstruktur bedingten, sehr hohen Nachtragspotenzials selbst bei nur geringen Abweichungen des Baugrundes muss als triftiger Ablehnungsgrund anerkannt werden. Um die Beurteilung der Angebote hinsichtlich der darin enthaltenen Risiken zu erleichtern und zu objektivieren, sind entsprechende Vorkehrungen in der Ausschreibung und in den Angebotsunterlagen verpflichtend festzulegen.

Es sollte erlaubt werden, dass Abweichungen der Baugrundeigenschaften von der Prognose zumindest innerhalb einer gewissen Bandbreite ins unwiderrufliche Risiko des AN übergehen. Allfällige, objektiv gesehen auch tatsächlich unerhebliche Unterschiede zwischen den Mittelwerten der Prognose und von neu durchgeführten Versuchen dürfen nicht dazu verwendet werden, den Bauvertrag insgesamt in Frage zu stellen. Die jeweils anzusetzende Bandbreite ist entsprechend der technischen Bedeutung des Kennwertes und seiner Bestimmbarkeit im Sinne der Praktikabilität festzulegen.

Der Bieter muss mit seinem Angebot eine Erklärung abgeben, dass er vertragliche Regelungen, die seine Nachtragsmöglichkeiten für abweichenden Baugrund einschränken, später nicht unter Hinweis auf deren Sittenwidrigkeit für ungültig erklären lassen wird.

Substanziell abweichende Baugrundverhältnisse bleiben als Nachtragsgrund selbstverständlich erhalten. Die Übertragung derartiger Risiken auf den AN ist ebenso unzulässig wie die freiwillige Übernahme durch den AN.

13 Mögliche strafrechtliche Relevanz von Handlungen in Verbindung mit der Beurteilung des Baugrundes

Viele Praktiken bei der Auftragserlangung, Baudurchführung, Abrechnung und Nachtragsdurchsetzung gelten üblicherweise eher als Kavaliersdelikte. Es wird zwar prozessiert, doch bleibt der Vorgang in aller Regel im Bereich des Zivilrechts.

Angesichts der erkennbar zunehmenden Tendenz, im Tunnelbau bei der Durchsetzung finanzieller Ansprüche mit falschen Argumenten bzw. verfälschten Tatsachen zu arbeiten, sollten auch einmal die strafrechtlichen Aspekte zur Diskussion gestellt werden. Vielleicht könnte es sehr hilfreich sein, wenn sich die Akteure der möglichen Strafbarkeit ihrer Handlungen und Dienstleistungen bewusst wären:

Fall 1:

Um die Position des Billigstbieters mit Sicherheit zu erreichen, wird ein Angebot zu einem definitiv unauskömmlichen Preis abgegeben. Dabei besteht von Anfang an die Absicht, die Bonität später durch ungerechtfertigte Nachträge für angeblich abweichenden Baugrund herzustellen. Das Angebot wird in seiner Struktur bereits auf die Durchsetzung ungerechtfertigter Ansprüche ausgelegt.

Hierbei kann es sich schon bei der Angebotsabgabe um die erste Stufe eines beabsichtigten Betrugs handeln, also um einen so genannten Eingehungsbetrug.

Fall 2:

Der Anspruch auf Vergütung einer überflüssigen Maßnahme oder einer tatsächlich gar nicht eingetretenen Erschwernis wird gerichtlich unter Verwendung manipulierter statischer Nachweise und verfälschter geologischer Aufnahmen durchgesetzt.

Hier handelt es sich zweifellos um Prozessbetrug.

Fall 3:

Zur Verwendung bei der gerichtlichen Nachtragsdurchsetzung erstellt ein Sachverständiger ein Gutachten mit falschem Nachweis abweichender Baugrundverhältnisse.

Je nach Stellung und Interessenlage des Gutachters kann dies Beihilfe zum Betrug, aber auch Mittäterschaft beim Betrug sein.

Fall 4:

Der Bauleiter eines Tunnels ertrotzt wider besseres Wissen beim AG eine teure nachtragsträchtige, aber überflüssige Maßnahme durch Anmeldung schwerster Bedenken.

Hier liegt eine Nötigung oder auch Erpressung vor. Das angedrohte Übel, welches die verantwortliche Person auf der Bauherrenseite zum Nachgeben veranlasst, besteht in den möglichen strafrechtlichen Konsequenzen für einen schweren Personenschaden. Auch die

drohenden disziplinarischen Folgen eines großen Sachschadens können als Druckmittel gewirkt haben.

14 Schlussbemerkungen

Unauskömmliche Angebotspreise und der daraus resultierende Zwang zu einem kreativen Nachtragsmanagement bedeuten für den Tunnelbau einen beträchtlichen Wertewandel. An die Stelle der Problembewältigung tritt die Problemerfindung, aus Partnerschaft wird Kampf. Die im Angebot noch vielseitige und robuste TVM wandelt sich beim Vortrieb in ein ausgesprochenes Spezialgerät, welches gerade für die angetroffenen Gebirgsverhältnisse nicht geeignet ist.

Im Mittelpunkt der Auseinandersetzung steht der Baugrund. Wegen seiner Instrumentalisierung als Nachtragsgrund ist die wissenschaftliche Reputation der Geowissenschaften ernsthaft gefährdet. Selbst hochqualifizierte Fachleute müssen sich regelmäßig dem Vorwurf aussetzen, ihr Gutachten habe in entscheidenden Punkten völlig daneben gelegen. Dabei haben die professionellen Baugrundumdeuter, deren Parteiengutachten als Beweismittel für abweichenden Baugrund verwendet werden, meistens eine ebenso hohe Qualifikation wie der Ersteller des angegriffenen Gutachtens. Wie soll ein Richter solche Auseinandersetzungen bewerten?

Eine Verbesserung der gegenwärtigen Situation ist nur von den öffentlichen Auftraggebern in Verbindung mit einigen Änderungen im Vergaberecht zu erwarten. Letztlich hat es der AG selbst in der Hand, Auswüchse gezielt zu verhindern. Vorliegender Beitrag soll dazu beitragen, das Problembewusstsein der vergebenden Stellen zu schärfen.

Stützdruckberechnung beim Hydroschildvortrieb – Stand der Technik, dargestellt am City-Tunnel-Leipzig

Dr.-Ing. J. Schwarz, Dipl.-Ing. J. Schmidt
DYWIDAG Bau GmbH, München

Dipl.-Ing. R. Maidl, Dr.-Ing. D. Handke
IMM, Bochum

1 Stand der Technik zur Berechnung der Stützdrücke bei Hydroschildvortrieben

1.1 Problemstellung

Verbruchsituationen gehören zu Risikoszenarien, die gerade in Innenstadtbereichen, angesichts der Bebauungssituation, zu verheerenden Folgen führen und deshalb durch geeignete Maßnahmen und mehrfache Sicherheitsebenen auszuschließen sind.

Die Ursachen für einen Verbruch sind in der Regel vielfältig. Eine intensive Auseinandersetzung mit allen Szenarien ist daher geboten. Ein geringer Stützdruck ist nur eine von mehreren möglichen Ursachen. Häufig stellen Verbrüche das Ergebnis des Zusammenwirkens verschiedener Einflüsse dar.

1.2 Darstellung der grundsätzlichen Abhängigkeiten zur Stützwirkung bei Hydroschildvortrieben

Jede Tunnelauffahrung ist mit Baugrundverformungen verbunden. Die Setzungsanteile resultieren im Wesentlichen aus den Einflussfaktoren Stützung und Abbau, Maschinensteuerung und Ringspaltverpressung. Das Setzungsmaß wird zudem zeitlich und räumlich, d. h. von der Länge der Schildmaschine bestimmt.

Stützmittel und Druckverhältnisse an der Ortsbrust, also die Qualität der Ortsbruststützung, bestimmt im Wesentlichen das Ergebnis der vorausseilenden Setzungen, wobei jedoch bei sorgfältiger Planung und Ausführung dieser Anteil bei Hydroschildverfahren eher als gering einzustufen ist.

Hydroschildverfahren stellen ein dem Stand der Technik entsprechendes und mit dem Nachweis von Referenzen betriebssicheres und zugleich umweltschonendes Verfahren dar. Im Regelfall ist dieses Verfahren durch geringes Setzungsverhalten charakterisiert.

Die Stützwirkung an der Ortsbrust wird bei Hydroschilden über ein Druckluftpolster auf den an der Ortsbrust wirkenden Filterkuchen aufgebracht. Die Stützflüssigkeit besteht aus einem Bentonit-Wassergemisch, das analog dem Schlitzwandbau, durch die Abfilterung eine Stützwirkung erst ermöglicht.

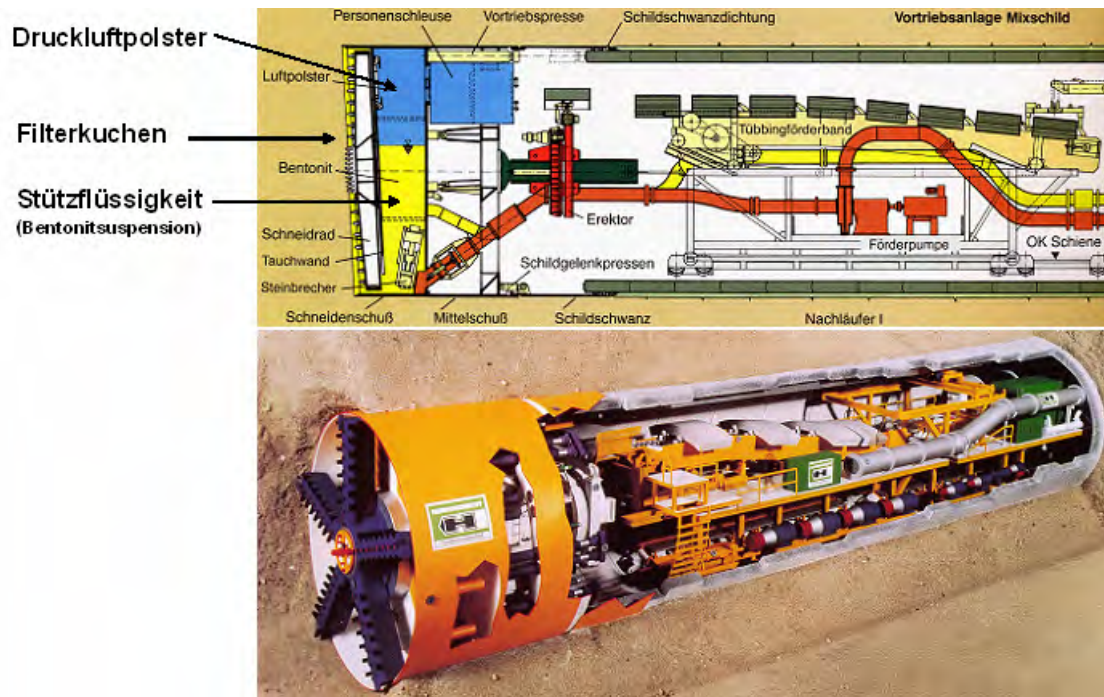


Bild 1: Grundprinzip des Hydroschildverfahrens

Die auf dem Bild 1 dargestellte Situation entspricht dem Betriebszustand Vortrieb. Müssen jedoch Werkzeuge gewechselt oder Hindernisse vom Abbauraum aus händisch bewältigt werden, wird die Stützflüssigkeit abgesenkt und der freiwerdende Raum mit Druckluft aufgefüllt. Die Druckluft übernimmt dann oberhalb des Suspensionsspiegels die Funktion des alleinigen Stützmediums.

Bei einem homogenen Boden mit Durchlässigkeiten von ca. 10^{-3} bis 10^{-5} m/s wird die Stützwirkung primär durch Mobilisierung von Strömungskraften in der durchlässigen Membrane des Filterkuchens und im Boden, innerhalb des Gleitkeils vor der Ortsbrust, erzielt (Bild 2).

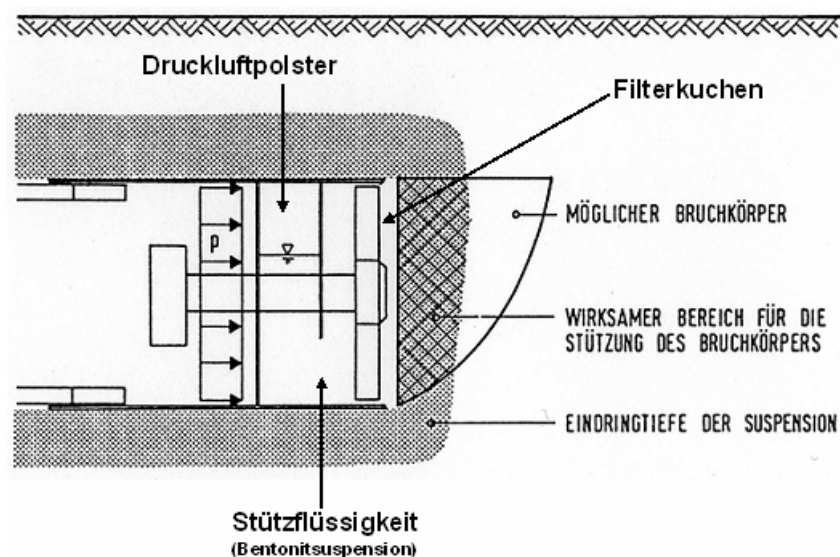


Bild 2: Prinzip der Stützwirkung beim Hydroschild

Grenzen der Stützwirkung werden bei Hydroschildverfahren im Allgemeinen erst dann erreicht, wenn grobe Bodenstrukturen anstehen, in denen die Bildung eines Filterkuchens nicht mehr möglich ist. In der Folge können Ortsbrustinstabilitäten bis hin zu Verbruchsituationen entstehen.

1.3 Grundlagen zur Stützdruckberechnung bei Hydroschildvortrieben

Der Planung bauverfahrens- und maschinentechnischer Vorkehrungen gehen Stützdruckberechnungen voraus, bei denen im Wesentlichen in Abhängigkeit von Geologie und Hydrologie sowie der Bebauungssituation, die Gradientenlage und die erforderlichen Zusatzmaßnahmen zur Sicherstellung der verschiedenen Betriebszustände zu definieren sind.

Dem Prinzip der Flüssigkeitsstützung folgend, ist der Druck des Stützmediums so einzustellen, dass er im Gleichgewicht mit dem vorhandenen äußeren Druck aus Erd- und Wasserdruck steht (Bild 3). Dies gilt um so mehr, da stetig wachsende Herausforderungen, bedingt durch Vortriebe in schwieriger Geologie und Hydrologie, wie z. B. auch in Leipzig und geringe Überdeckungen und steigende Schilddurchmesser, erhöhte Ansprüche an die Genauigkeit der Standsicherheitsbetrachtungen an der Ortsbrust stellen.

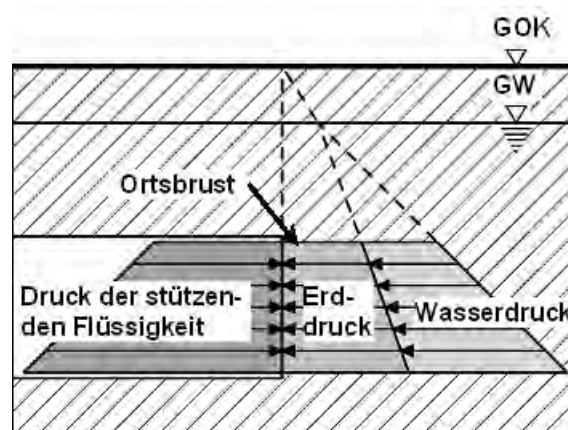


Bild 3: Prinzip der Flüssigkeitsstützung

Die präzise Berechnung der zu stützenden Lasten aus Erddruck ist aufgrund der komplexen Verhältnisse im Baugrund jedoch kaum möglich.

Aus diesem Grund werden zur Ermittlung des Druckes vereinfachte Berechnungsmodelle mit idealisierten Einflussgrößen angewandt. Alle Modelle gehen von der Idee eines Bruchkörpers aus, der sich entlang einer geraden oder gekrümmten Gleitfläche, belastet durch sein Eigengewicht, in die Abbaukammer des Schildes hinein bewegt.

Aus der Vielzahl der in der Literatur dargestellten Modelle werden in Deutschland im Wesentlichen das Verfahren von Anagnostou/Kovari und von Jancsecz sowie das Verfahren der DIN 4085 angewandt (Bild 4).

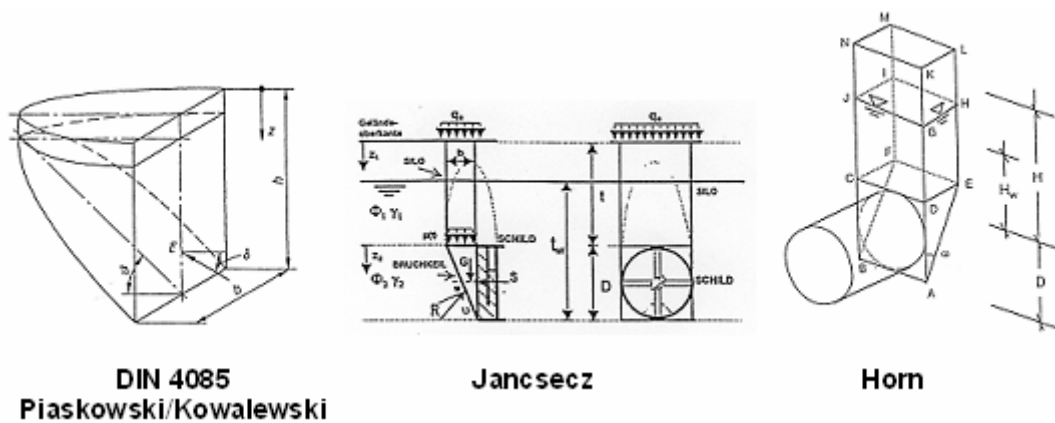


Bild 4: Bruchkörpermodelle

Das Verfahren der DIN 4085 basiert auf dem räumlichen Bruchkörpermodell von Piaskowski/Kowalewski und geht von einer Bruchmuschel mit gekrümmter Gleitfläche aus.

Das Modell von Jancsecz basiert, ebenso wie das Modell von Anagnostou/Kovari, auf dem Bruchkörpermodell von Horn, welches von einem prismatischen Bruchkörper ausgeht.

Werden die in Deutschland angewandten Modelle den jeweiligen in der Praxis ausgeführten Projekten zugeordnet, so ergibt sich das in der Tabelle dargestellte Ergebnis. Dargestellt sind ältere, bereits abgeschlossene Projekte (Bild 5).

Die Anwendung der Modelle wird im Wesentlichen von den bauausführenden Firmen bestimmt.

Projekt	Erddruckmodell
Wesertunnel	DIN 4085
Fernbahntunnel Berlin	DIN 4085
Stadtbahn Köln Baulos M1	Jancsecz
U-Bahn Duisburg TA7/8A	Anagnostou / Kovari
Niederländische Projekte	Jancsecz
4. Röhre Elbtunnel Hamburg	Jancsecz
Französische Projekte	Mohkam

Bild 5: Projektspezifische Zuordnung der Erddruckmodelle

1.4 Stützdruckansätze/Nachweisführungen

Auf Grundlage der berechneten Kräfte aus Erd- und Wasserdruck wird der Stützdruck, beaufschlagt mit einem Sicherheitszuschlag, in Abhängigkeit des jeweiligen Betriebszustandes so festgelegt, dass die erforderlichen Nachweise für

- die innere Standsicherheit,
- die äußere Standsicherheit und
- gegen Bodenaufbruch und Ausbläser

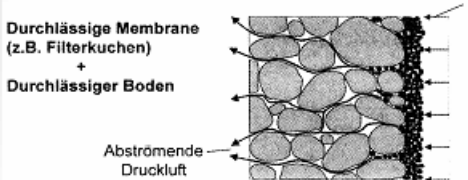
an der Ortsbrust erfüllt sind.

Die Standsicherheitsnachweise sind in ihren statischen Ansätzen zum größten Teil aus der Schlitzwandnorm DIN 4126 abgeleitet, da beim Hydroschildvortrieb vergleichbare Standsicherheitsfragen vorliegen.

Nachweis der inneren Standsicherheit (DIN 4126)

$$\tau_F \geq \frac{d_{10} \cdot \gamma''}{\tan \alpha \varphi}$$

τ_F : Fließgrenze der Suspension [N/m²]
 d_{10} : maßgebende Korngröße [mm]
 γ'' : Wichte des Bodens unter Auftrieb [kN/m³]
 $\alpha \varphi$: Rechenwert für den inneren Reibungswinkel des Bodens [°]



Durchlässige Membrane (z.B. Filterkuchen) + Durchlässiger Boden

Abströmende Druckluft

Bild 6: Stützdruckberechnung (Nachweis der inneren Standsicherheit)

Beim Nachweis der inneren Standsicherheit ist die Sicherheit gegen „Abgleiten von Einzelkörnern oder Korngruppen“ nachzuweisen (Bild 6).

Der Nachweis ist erbracht, wenn die Mindestfließgrenze nach der Formel der DIN in Abhängigkeit der Baugrundeigenschaften eingehalten ist.

Beim Nachweis der äußeren Standsicherheit ist die „Sicherheit gegen die Ortsbrust gefährdende Gleitflächen im Boden“ nachzuweisen (Bild 7).

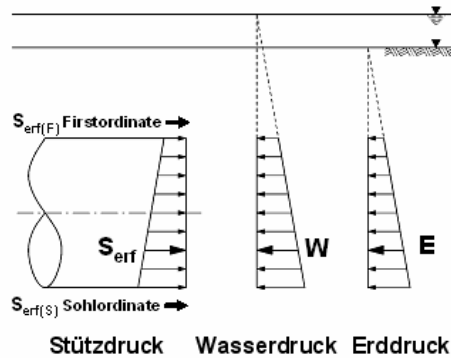
Die Sicherheitsfaktoren für Erd- und Wasserdruk werden entsprechend der Genauigkeit der Ermittlung der Belastungen festgelegt.

Zusätzlich wird die Sicherheit gegen den Zutritt von Wasser durch horizontale Gleichgewichtsbetrachtungen in Firste und Sohle bestimmt.

Für die Berechnung des maximal möglichen Stützdruckes wird ein vertikales Gleichgewicht in der Firste gebildet, um im Regelvortrieb ein Aufbrechen des überlagernden Bodens und bei Druckluftstützung ein Entweichen der Druckluft durch einen zu hohen Druck zu verhindern.

- Nachweis der äußeren Standsicherheit

$$S_{erf} \geq \eta_E \cdot E + \eta_W \cdot W$$



- Nachweis gegen Bodenaufbruch

- Ausbläsernachweis

$$p_0 \leq (e_v + p_w) \cdot \eta$$

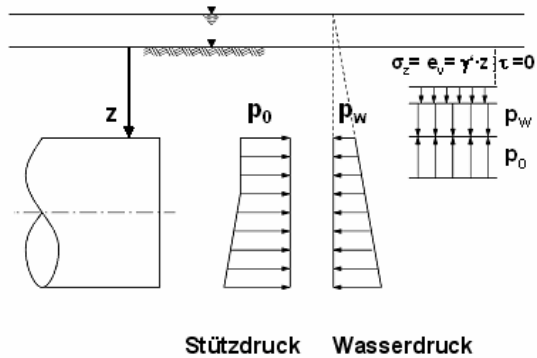


Bild 7: Stützdruckberechnung (Nachweis der äußeren Standsicherheit, Nachweis gegen Bodenaufbruch, Ausbläsersicherheit)

1.5 Empfehlungen zu Berechnungsansätzen und zur Bauausführung

Die Nachweisführungen zur Stützdruckberechnung erfolgen heute ebenso wie die Berechnung der Erddruckkraft aufgrund fehlender normativer Regelungen grundsätzlich noch firmen- oder ausschreibungsspezifisch. Diesem Missstand trägt die neue ZTV-Ing, Teil 5, Abschnitt 3, maschinelle Schildvortriebsverfahren, durch entsprechende Vorgaben Rechnung.

Obwohl im Ergebnis die Unterschiede in den Berechnungen zum Erddruck wenig differieren, ist es empfehlenswert, insbesondere im Hinblick auf die Erzielung einer Vergleichbarkeit verschiedener Bieterangebote, bereits in der Ausschreibung ein Berechnungsmodell vorzugeben. Hier bietet sich die DIN 4085 an. Damit wird eine klare Vorgabe, insbesondere im Hinblick auf die Festlegung der für die Sicherstellung der Ortsbruststabilität erforderlichen Zusatzmaßnahmen, z. B. von Ertüchtigungen oder Ballastierungen, definiert.

Für die Berechnung der Wasserdruckbelastungen sind Bemessungswasserstände, ergänzt durch Angaben zu Tideeinflüssen oder gespannten Grundwassersituationen, zu definieren. Je präziser bereits in der Ausschreibung die Vorgaben sind, desto klarer wird die Planung von Zusatzmaßnahmen.

Die Eigenschaften der Stützsuspension werden in der Berechnung dem jeweiligen Betriebszustand entsprechend angesetzt.

Im Betriebszustand "Vortrieb" wird infolge der Bodenanreicherung üblicherweise ein Wert von $\gamma = 12,0 \text{ kN/m}^3$ für die Suspensionswichte angesetzt, wohingegen im Druckluftfall, also bei ruhendem Schneidrad, infolge absinkender Bodenkörner, die Suspensionswichte mit $\gamma = 10,5 \text{ kN/m}^3$ angesetzt wird.

Aufgrund der Unsicherheiten in den Baugrundvorgaben, den angewandten Baugrundmodellen und der Regelgenauigkeit der Stützdruckanlage, sollten Parameterstudien ausgeführt werden, um die Sensibilität besser bewerten zu können.

Im Hinblick auf die Bauausführung wird empfohlen, die Baugrundverformungen in Relation zu den Stützdrücken zu bewerten. Der Wasserdruck ist aufgrund seiner enormen Bedeutung für den Stützdruck ebenfalls ständig baubegleitend zu kontrollieren.

Die baubegleitende Überwachung der Suspensionseigenschaften, wie Dichte, Fließgrenze und Filtratwasserabgabe sollte zur Selbstverständlichkeit gehören.

Die hier angesprochenen Empfehlungen sind in Bild 8 zusammenfassend dargestellt.

Darüber hinaus bietet es sich an, bereits im Vorhinein Stops für Inspektionen und Wartungsarbeiten an der Maschine einzuplanen, bei denen die Sicherheiten ohne weitergehende Zusatzmaßnahmen erfüllbar sind.

Empfehlungen zu Berechnungsansätzen und zur Bauausführung
• Berechnungsmodell nach DIN 4085 • Vorgabe der Bemessungswasserstände • Wichte der Suspension $\gamma_{\text{Susp.}} = 12 \text{ kN/m}^3$ (Regelvortrieb) $\gamma_{\text{Susp.}} = 10,5 \text{ kN/m}^3$ (Stillstand) • Durchführung von Parameterstudien • Berücksichtigung der Regelgenauigkeit der Stützdruckanlage • Überwachung der Baugrundverformungen • Überwachung des Wasserdruckes • Überwachung der Suspensionseigenschaften

Bild 8: Empfehlungen zu Berechnungsansätzen und zur Bauausführung

2 Stützdruckberechnung – Stand der Technik, dargestellt am City-Tunnel-Leipzig

Der City- Tunnel- Leipzig verläuft unter der Innenstadt von Leipzig, beginnend am Bayerischen Bahnhof über den Haltepunkt Wilhelm Leuschner Platz und Markt zum Leipziger Hauptbahnhof. Die Strecke besteht aus 2 Tunneln mit je 1.478 m (Bild 9). (Gesamtlänge 2.985 m)

Der Tunnel wird mit einem Hydroschild mit einem Durchmesser von 9 m aufgefahren. Die Überdeckungshöhen liegen zwischen dem 1 bis 2-fachen des Maschinendurchmessers. Der Boden ist heterogen, Schluff bis Kies. Der Grundwasserstand steht teilweise bis nahe an der Geländeoberfläche.

Berechnungsschnitt Alte Markthallen

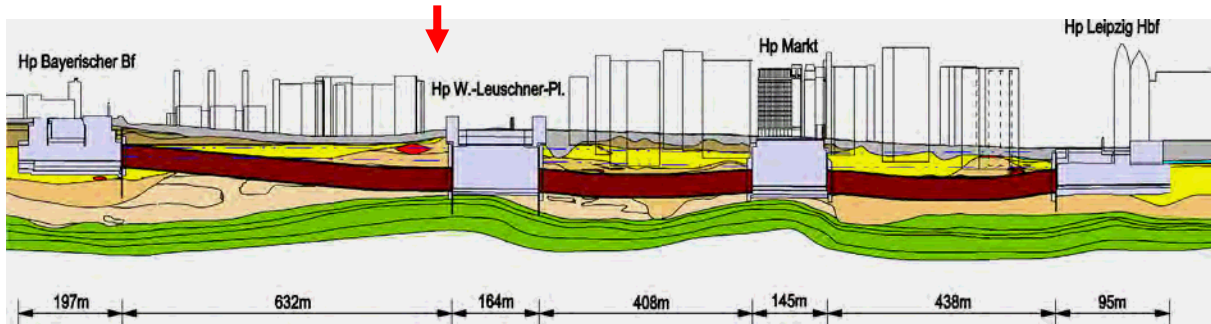


Bild 9: geologischer Längsschnitt Los B [4]

Am Beispiel des dargestellten Berechnungsschnitts Alte Markthallen (Bild 10) kurz vor Ende des 1. Vortriebsabschnittes werden beispielhaft die wesentlichen Ergebnisse aus der Stützkrftermittlung und die Einflüsse auf die Stützkrftermittlung aufgezeigt.

2.1 Berechnungsschnitt Alte Markthallen

Die Überdeckung beträgt 12,9 m. Das angegebene Hochwasser und Niedrigwasser befinden sich 7,2 m und 2,4 m über dem First. Der geologische Aufbau zeigt sich wie im Bodenprofil im Bild 10 dargestellt. Der Tunnel selbst befindet sich vollständig in der Schicht des grün-grauen Schluffs.

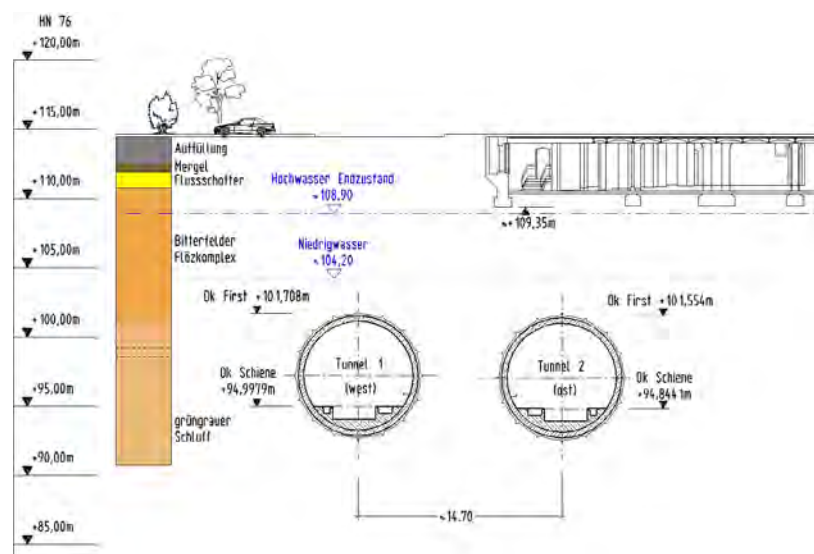


Bild 10: Berechnungsschnitt Alte Markthallen

3 Ermittlung der erforderlichen Stützung der Ortsbrust

Für die Stützdruckberechnung wird ein 2 Körper- Bruchmodell (Bild 11) gewählt. Dieses Bruchmodell stützt sich auf das Modell von Horn [1]. Die erforderliche Stützdruckkraft setzt sich aus dem Stützdruck infolge Boden und infolge Wasser zusammen. Im tunnelbautechni-

schen Gutachten sind die Sicherheitsbeiwerte 1,5 für den Boden und 1,05 für Wasser festgelegt.

$$S_{ges,d} = \eta_{Boden} \cdot S_e + \eta_{Wasser} \cdot S_w \quad (1)$$

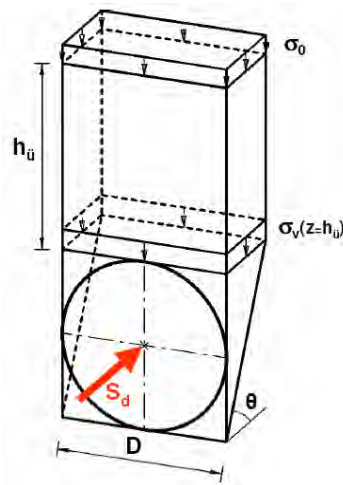


Bild 11: 2-Körper Bruchmodell von HORN

Der Sicherheitsbeiwert für den Boden wurde im Zuge der Ausführungsplanung in Abstimmung mit dem Prüfenieur noch modifiziert. Aufgrund der teilweise geringen Überschüttungshöhen wurde der Sicherheitsbeiwert für den Boden bis auf 2,0 heraufgesetzt. Ab einer Überdeckung kleiner 1 D ist die Sicherheit für den Erddruckanteil mit 2,0 und für Überdeckungen größer 1,5 D ist die Sicherheit mit 1,5 angenommen worden. Zwischenwerte werden linear interpoliert.

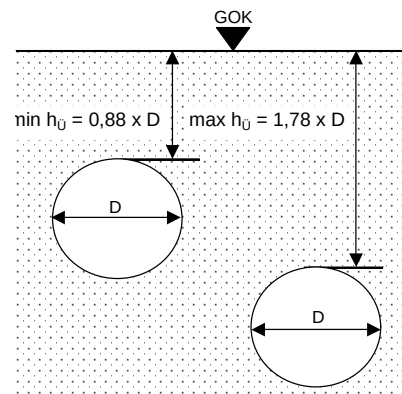
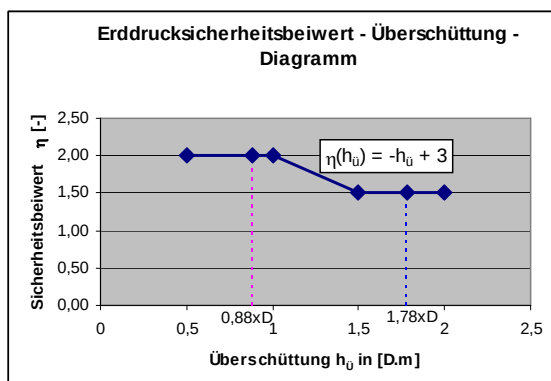


Bild 12: Ermittlung des Sicherheitsbeiwerts infolge der Überschüttungshöhe

3.1 Ermittlung der Auflast auf den Erdkeil

Auf Basis der Silodrucktheorie von JANSSEN [2] wird die Auflast auf den Erdkeil mit der Formel von TERZAGHI ermittelt. In der Auflastlastermittlung nach TERZAGHI wird von der Umlagerungsfähigkeit des primären Spannungszustandes des Bodens im Bruchzustand ausgegangen. Der primäre Spannungszustand im Boden wird mit dem Seitendruckbeiwert K beschrieben. In der Regel wird dieser bei der Stützdruckberechnung mit $K = 1,0$ angenommen.

Das Ergebnis der Formel wird durch die gemittelten Bodenparameter im Bereich des Prismas [γ'_B , δ (ϕ'), c'], den Seitendruckbeiwert [K], die Überschüttungshöhe [$h_{\bar{u}}$] und die Verkehrslast [σ_0] an der Geländeoberkante (GOK) beeinflusst. (Bild 13).

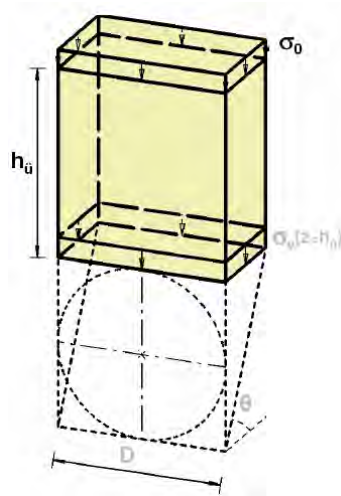


Bild 13: Auflastermittlung für den Erdkeil

$$\sigma_V(z) = \left(\frac{r_0 \cdot \gamma'_B - c}{K \cdot \tan \delta} \right) \cdot \left(1 - e^{-\frac{z}{r_0} \cdot K \cdot \tan \delta} \right) + \sigma_0 \cdot \left(e^{-\frac{z}{r_0} \cdot K \cdot \tan \delta} \right) \left[\frac{kN}{m^2} \right] \quad (2)$$

Des Weiteren ist die Auflast nach TERZAGHI abhängig von der Geometrie des Bruchkörpers (kritische Geometrie [r_0] des Gleitkeils), welcher sich vor der Ortsbrust einstellt.

$$r_0 = \frac{A}{U} = \frac{\overbrace{D^2 / \tan \theta}^{\text{Grundfläche des Bruchkörpers}}}{\underbrace{2 \cdot D \cdot \left(1 + \frac{1}{\tan \theta} \right)}_{\text{Umfang des Bruchkörpers, an dem Reibung wirksam wird}}} = \frac{D}{2} \cdot \frac{1}{1 + \tan \theta} \quad [m] \quad (3)$$

Wie aus der Gleichung (3) ersichtlich wird, ist die kritische Geometrie abhängig von dem kritischen Gleitflächenwinkel θ_{krit} . Dieser wird bei der iterativen Berechnung so lange variiert bis die maximale Stützkraft für den betrachteten Berechnungsschnitt ermittelt worden ist.

3.2 Ermittlung der Stützdruckkraft am Erdkeil

Die Ermittlung der Stützdruckkraft infolge Erddrucks ist direkt nur von den gewichteten Bodenparametern zwischen Firste und Sohle des Tunnels abhängig. Durch Variation des Gleitflächenwinkels θ (Ermittlung von θ_{krit}) wird die maximale Stützdruckkraft ermittelt.

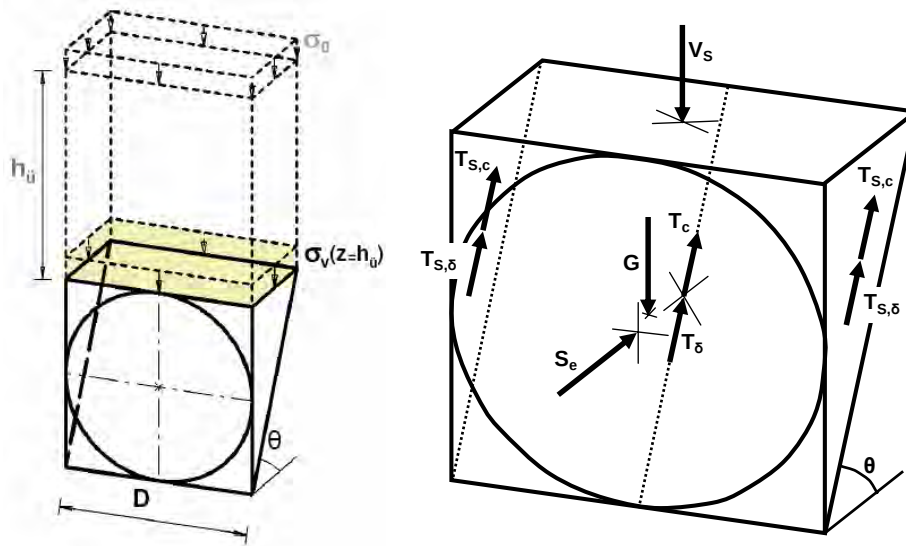


Bild 14: Ermittlung der Stützkraft S_e

Durch Aufstellen der Gleichgewichte am Erdkeil und gezieltes Umstellen der gefundenen Gleichungen, ergibt sich die Gleichung zur Ermittlung der erforderlichen Stützdrukraft infolge Erddruck.

$$S(\theta) = (V_s + G) \cdot \tan(\theta - \delta) - \left(\frac{\frac{c'_{Keil} \cdot D^2}{\sin \theta} + \frac{D^2}{\tan \theta} \cdot \left(K \cdot \tan \delta \cdot \left(\sigma_v(h_u) + \frac{D \cdot \gamma'_{Keil}}{3} \right) + c'_{Keil} \right)}{\cos \theta \cdot (\tan \theta \cdot \tan \delta + 1)} \right) \quad (4)$$

Die in der Gleichung (4) berücksichtigten Bodenkennwerte $[c'_{Keil}, \gamma'_{Keil}, \delta]$ sind als über die Höhe des Tunneldurchmessers gemittelte Werte einzusetzen.

4 Stützdrukberechnung ohne Berücksichtigung der vorhandenen Bebauung

Im ersten Schritt der Untersuchung wird die vorhandene Bebauung nicht berücksichtigt, um eine Größenordnung der erforderlichen Stützdrukraft zu erhalten und die Parameteruntersuchungen allein für die Bodenparameter durchzuführen. Für den in Bild 15 dargestellten Schnitt berechnet sich mit den über die Höhen und Schichtdicken gemittelten Bodenkennwerten die erforderliche Gesamtstützdrukraft zu 7,4 MN. Die Ausblärsicherheit bzw. Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens bei voller Suspensionsstützung beträgt 3,7 und die Ausblärsicherheit bei einer Vollabsenkung beträgt 1,5.

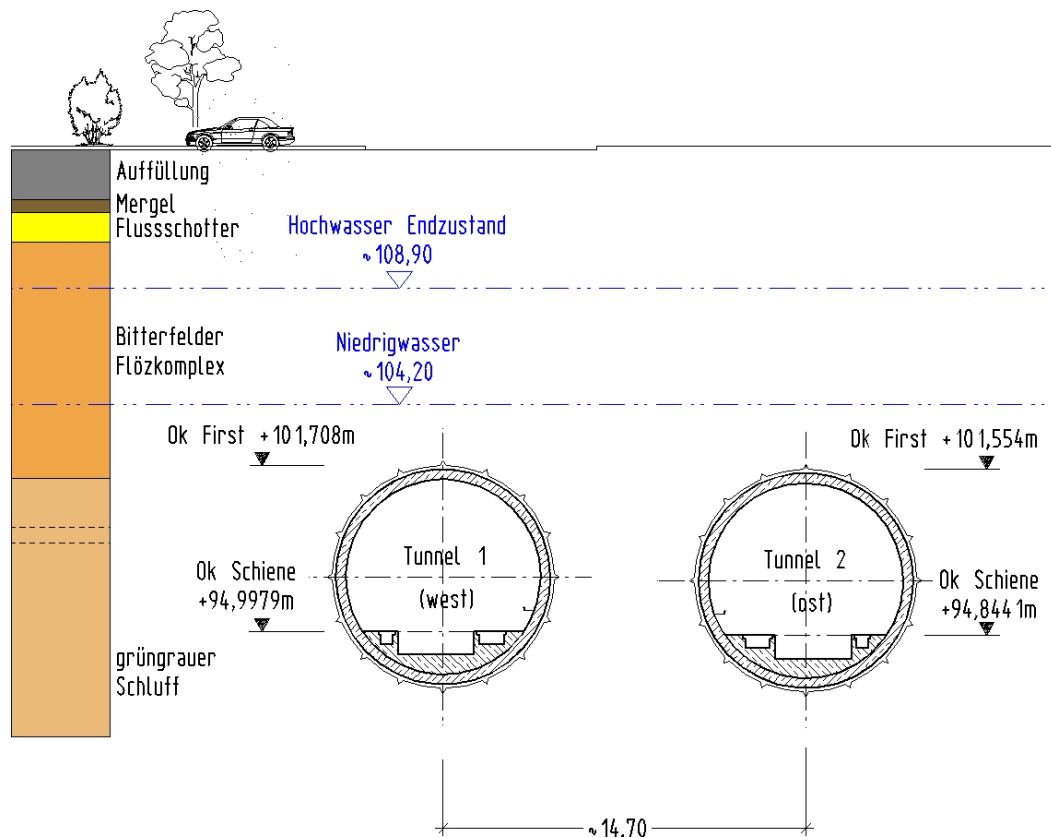


Bild 15: Berechnungsschnitt Alte Markthallen ohne vorhandene Bebauung

Die prozentualen Anteile von Wasser und Boden an der Gesamtstützdruckkraft setzen sich zusammen aus:

- Anteil Wasser: **85%** bei einer Sicherheit von $\eta_{\text{Wasser}} = 1,05$
- Anteil Boden: **15 %** bei einer Sicherheit von $\eta_{\text{Boden}} = 1,57$

5 Variation der Einflussparameter

Durch Variation der einflussnehmenden Kennwerte im Bereich des Erdkeils auf die Ermittlung der Stützdruckkraft mittels einer Parameterstudie lässt sich für den Schnitt Alte Markthallen folgendes erkennen.

5.1 Einflüsse auf die Stützdruckkraft für die Stützung des Bodens

Mit der Variation des Seitendruckbeiwerts zwischen 0,4 bis 0,6 ändern sich die Anteile der Stützdruckkraft aus dem Boden um $\pm 25\%$. Eine Schwankung der mittleren Wichte des Bodens im Bereich des Erdkeils um $\pm 1 \text{ kN/m}^3$ verändert die Stützdruckkraft infolge Erddrucks um $\pm 18\%$. Der Reibungswinkel des Bodens unter Annahme einer Schwankungsbreite von $\pm 5^\circ$ erhöht die Stützdruckkraft um 88% bzw. verringert diese um 64%. Wie auf dem Bild 16 zu sehen ist, hat die Kohäsion den größten Einfluss auf die Höhe der Stützdruckkraft infolge Erddrucks. Ohne Berücksichtigung der Kohäsion nimmt die Stützdruckkraft um das 3-fache zu und bei Verdopplung der Kohäsion ergibt sich sogar eine negative Stützdruckkraft, was nichts anderes bedeutet, als das der Erdkeil rechnerisch ohne Ansatz einer Stützdruckkraft infolge Erddrucks standsicher wäre. Das zeigt, dass bei stark kohäsiven Böden die Grenzen des Modells erreicht sind. Die Auflast auf den Erdkeil über die Variation der Überschüttungshöhe wurde ebenfalls betrachtet. Wie zu erkennen, hat die Variation der Überschüttungshöhe für den Bruchzustand und damit die Auflast auf den Erdkeil den geringsten Einfluss auf die erforderliche Stützdruckkraft infolge Erddruck.

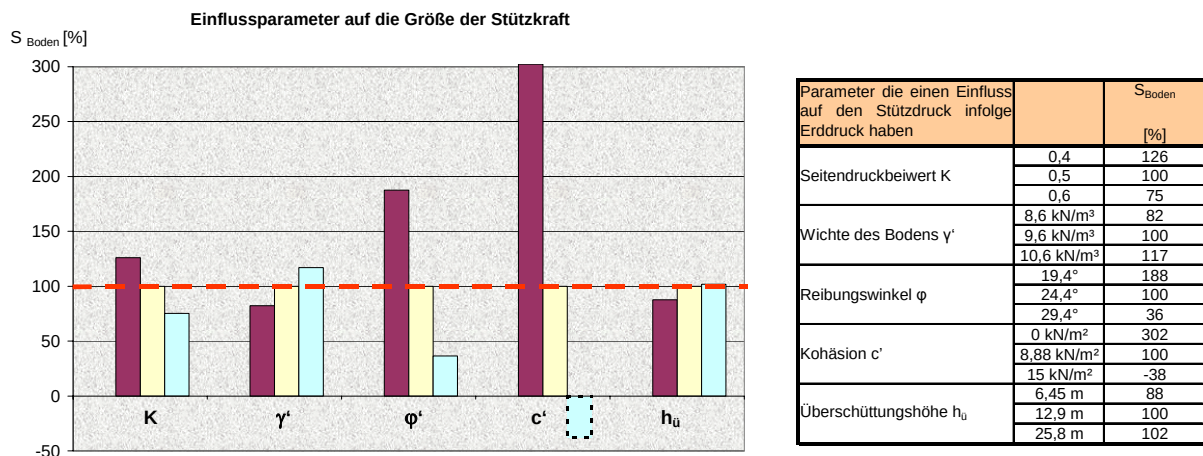


Bild 16: Diagramm Einflussparameter auf die Stützkraft

5.2 Einfluss auf die Gesamtstützdruckkraft

Selbstverständlich beeinflussen die Bodenparameter Seitendruckbeiwert, Wichte des Bodens, Reibungswinkel, Kohäsion und Überschüttungshöhe lediglich den Erddruckanteil. Das sind 15% der Gesamtstützdruckkraft. Entsprechend kleiner ist auch der Einfluss der Parameter auf die Gesamtstützdruckkraft (Bild 17).

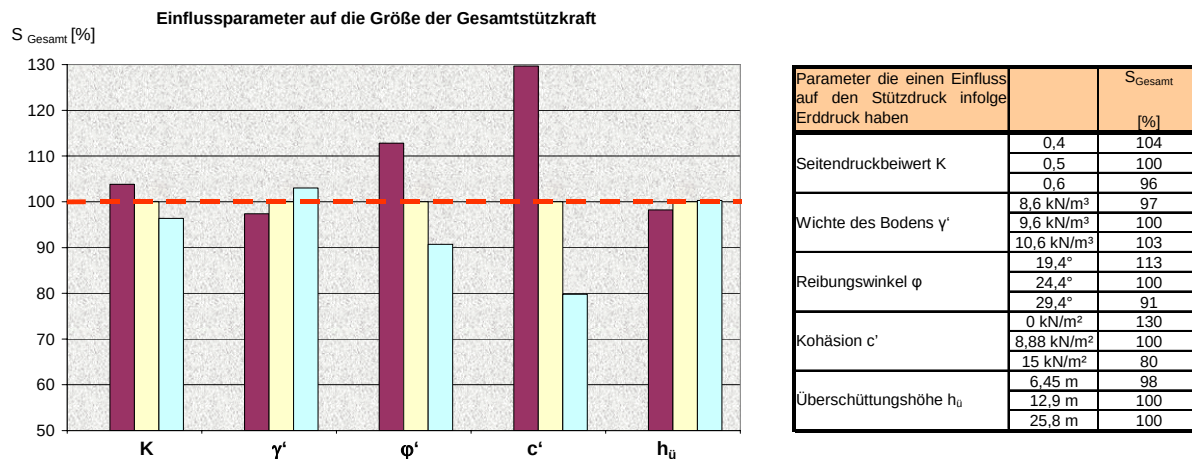


Bild 17: Diagramm Einflussparameter auf die Gesamtstützkraft

Aus dem Bild 17 wird ersichtlich, dass lediglich die Bodenparameter Reibungswinkel und Kohäsion einen wesentlichen Einfluss auf die Gesamtstützkraft ausüben. Der Einfluss der Auflast σ_0 hat den geringsten Einfluss auf die Gesamtstützdruckkraft bei Ansatz einer Regelbebauung.

Aus dieser Erkenntnis heraus sollte der Bodengutachter für Stützdruckberechnungen obere und untere Grenzwerte für die Reibung und die Kohäsion als charakteristische Mittelwerte der in Ansatz zu bringenden Bodenschichten angeben. In Parameteruntersuchungen sind dann die Grenzwerte für den Stützdruck zu ermitteln. Der anzusetzende Sicherheitsbeiwert ist anschließend zwischen dem Bodengutachter und dem tunnelbautechnischen Sachverständigen abzustimmen.

6 Stützdruckberechnung mit Berücksichtigung der vorhandenen Bebauung

Die Berücksichtigung der vorhandenen Bebauung (Bild 18) beeinflusst sowohl die Ergebnisse der Stützdruckkraft infolge Erddruck als auch die Sicherheit gegen Aufbruch des Bodens (Ausblärsicherheit). Bedingt durch den geringeren Abstand von der Unterkante Fundament zum Tunnelfirst wird die erforderliche Stützdruckkraft aufgrund des geringeren Umlagevermögens des Bodens geringfügig vergrößert. Die Sicherheit gegenüber Ausbläser bzw. Aufbruch des Bodens nimmt durch den geringeren Abstand zur Tunnelfirste und der dadurch fehlenden Auflast ab.

Im Bereich der Trasse des City- Tunnel- Leipzig befindliche Bebauung beeinflusst die Stützkraftermittlung wie folgt:

- Die Trassenführung wurde sehr nah an den Unterkanten der Gebäude gewählt, teilweise ist der Abstand weniger als ein Tunneldurchmesser
- Im zweiten Trassenabschnitt zwischen Wilhelm-Leuschner-Platz und Markt besteht die Gründung der vorhandenen Bebauung meist aus Streifen und Einzelfundamenten. Zwischen diesen Fundamenten sind Stampfbetonsohlen angeordnet worden.

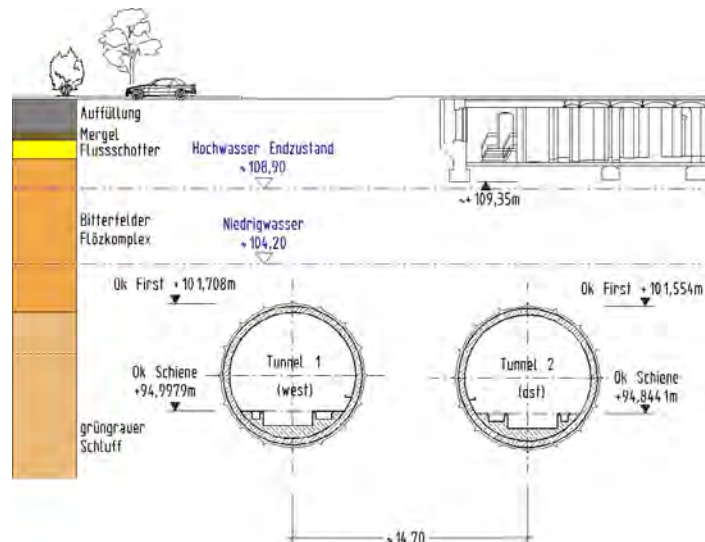


Bild 18: Berechnungsschnitt Alte Markthallen mit vorhandener Bebauung

Im Folgenden wird vorgestellt, wie die Bebauung in dem zuvor vorgestellten Modell berücksichtigt werden kann. Hierzu fehlen Ansätze in den einschlägigen Veröffentlichungen. Darum bedarf es einer eigenen ingenieurmäßigen Annahme.

6.1 Ermittlung der erforderlichen Stützdruckkraft

Die vorhandene Bebauung wird für vier Fälle (Bild 19) betrachtet. Dabei werden die Stellungen der Gebäude zur Tunneltrasse und die Höhe der anzusetzenden Überschüttungshöhe unterschieden.

Fall 1	Fall 2	Fall 3	Fall 4
Bebauung steht vollständig über der Tunnelröhre $\sigma_0 = p_{\text{Sohle}} \text{ [kN/m}^2\text{]}$	Bebauung steht teilweise über der Tunnelröhre $\sigma_0 = c/D \cdot p_{\text{Sohle}} \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ mit } c/D=1$	Bebauung steht im Abstand von $0,5D$ bis $1,5D$ zur Tunnelachse $\sigma_0 = c/D \cdot p_{\text{Sohle}} \text{ [kN/m}^2\text{]} \text{ mit } c/D=1$	Bebauung hat einen Abstand größer $1,5D$ zur Tunnelachse $\sigma_0 = 0 \text{ kN/m}^2$

Bild 19: Fallunterscheidung zur Berücksichtigung der vorhandenen Bebauung

Fall 1

Der Fall 1 ist einfach. Hier steht die Bebauung vollflächig über der Tunnelröhre. Damit sind die Eingangswerte für die Stützdruckberechnung der Abstand zwischen Unterkante Fundament und der Firste des Tunnels als Überschüttungshöhe sowie die resultierende Sohlspannung als Auflast σ_0 auf das Prisma.

Fall 2

Der Fall 2 beschreibt die teilweise Unterfahrung von Gebäuden. Hierzu muss geklärt werden, bis zu welchem Bereich eine vorhandene Bebauung Einfluss auf die Stützdruckberechnung hat. Es ist zu wenig, nur die Auflast zu berücksichtigen, die direkt über dem Tunnel steht. Für unser Modell haben wir als Grenze $1,5 D$ senkrecht zur Tunnelachse gewählt. Die Überschüttungshöhe ist wie im Fall 1 zwischen Unterkante Fundament und Firste Tunnel definiert. Die Auflast auf das Prisma wird unter der Berücksichtigung des Verhältnisses zwischen c zu D ermittelt (Bild 19). Die Größe c ist hierbei die Breite des Fundaments, welche sich innerhalb der Grenze $1,5 D$ im Berechnungsschnitt befindet. Die Anwendungsgrenzen von Fall 2 liegen zwischen $-\frac{1}{2} D \leq a \leq \frac{1}{2} D$.

Fall 3

Im Fall 3 unterfährt der Tunnel nicht direkt das Gebäude, die Trasse verläuft aber nahe neben der Bebauung. Der Fall 3 ist ähnlich gelagert wie der Fall 2. Jedoch wird aufgrund des größeren Abstands der vorhandenen Bebauung zur Tunnelröhre die Überschüttungshöhe als Abstand von Geländeoberkante bis Firste TBM definiert. Die Anwendungsgrenzen von Fall 3 liegen zwischen $\frac{1}{2} D \leq a \leq 1,5 D$.

Fall 4

Falls die Bebauung außerhalb eines Bereichs von $1,5 D$ zur Tunnelachse liegt, hat sie keinen direkten Einfluss mehr auf die Berechnung der Stützdruckkraft und entspricht damit der Berechnung ohne Berücksichtigung einer vorhandenen Bebauung.

6.2 Nachweis der Ausblärsicherheit

Für den Nachweis der Ausblärsicherheit – der als Auftriebsnachweis geführt wird – ist es erforderlich die mögliche Spannung infolge Auflast in Höhe der Firste TBM zu ermitteln. Bei einer vorhandenen Bebauung stellt sich dieses jedoch nicht so einfach dar, da nicht mehr von einem idealisierten Bodenkörper ausgegangen werden kann, der dem Fristdruck entgegen wirkt. Im Bild 20 sind die Grenzen für den Berechnungsschnitt dargestellt.

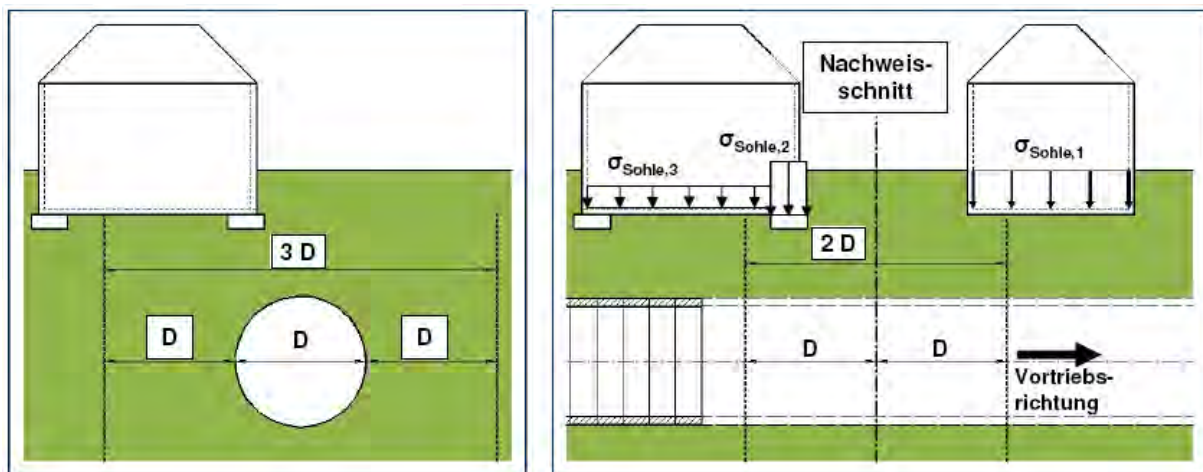


Bild 20: Einflussbreiten- und -längen für den Nachweis der Ausblärsicherheit

Die Festlegung der Grenzen, in denen die vorhandene Bebauung berücksichtigt wird, ist eine Funktion des Ausbruchsdurchmessers D .

Daraus ergeben sich die Abstände zum Berechnungsschnitt wie folgt: Senkrecht zur Tunnelachse werden 1,5 D berücksichtigt und parallel zur Tunnelachse 1 D.

Für den so abgegrenzten Bereich wird die gemittelte Überschüttungshöhe durch Multiplikation mit der mittleren Bodenwichte als Spannung infolge Bodenauflast berechnet. Auflasten werden ebenfalls anteilig berücksichtigt, wobei nur die minimale Auflast (ständige Last) eingeht.

$$p_{\text{Auflast, Boden}} = \frac{\sum V_{\text{Boden}} \cdot \bar{\gamma}_{\text{Boden}}}{A_{\text{Grund}}} + \sum_{i=1}^n \left(\frac{A'_{\text{Sohle},i}}{A_{\text{Grund}}} \cdot \sigma_{\text{Sohle},i} \right) \quad (5)$$

A'_{Sohle} := Fläche des Gebäudes bzw. der Auflast, welche sich innerhalb der festgelegten Grenzen befindet.

A_{Grund} := betrachtete Grundfläche (3 D x 2 D)

Die Anteile aus der Sohlspannung werden über die Flächenanteile berücksichtigt. In Summe werden die Sohlspannung des Bodenkörpers und der Wasserdruck in der Höhe der Firste TBM dem Fristdruck aus der Stützdruckberechnung entgegengesetzt. Die Sicherheit gegen Aufbruch (Ausbläsersicherheit) muss größer gleich 1,1 sein.

$$\text{vorh.} \eta = \frac{p_{\text{Auflast, Boden}} + w}{p_{\text{Firste}}} \geq 1,1 \quad (6)$$

6.3 Ergebnisse am Beispiel Alte Markthallen

Die Berechnungsergebnisse für den Berechnungsschnitt Alte Markthallen werden im Folgenden zusammengefasst.

Die Bebauung hat in diesem Falle keinen großen Einfluss auf die erforderliche Gesamtstützkraft. Die Ausbläsersicherheit bei voller Suspensionsstützung hat sich mit Bebauung auf 2,8 verringert. Aber der Wert ist gegenüber der geforderten Sicherheit von 1,1 immer noch genügend groß.

Anders sieht es bei der Ausbläsersicherheit bei der Vollabsenkung aus. Der Wert 1,16 hat sich der zulässigen Sicherheit von 1,1 sehr stark genähert.

Dies bedeutet, dass in diesem Bereich besondere Genauigkeit der Stützdruckeinstellung bei einer Vollabsenkung gegeben sein muss.

7 Ergebnisse der Stützkraftermittlung

Zur Veranschaulichung, wie sich das vorgestellte Berechnungsmodell des Stützdrucks entlang der Tunnelstrecke darstellt, ist auf Bild 21 für den ersten Vortriebsabschnitt des City-Tunnel- Leipzig das Stützdruckdiagramm dargestellt.

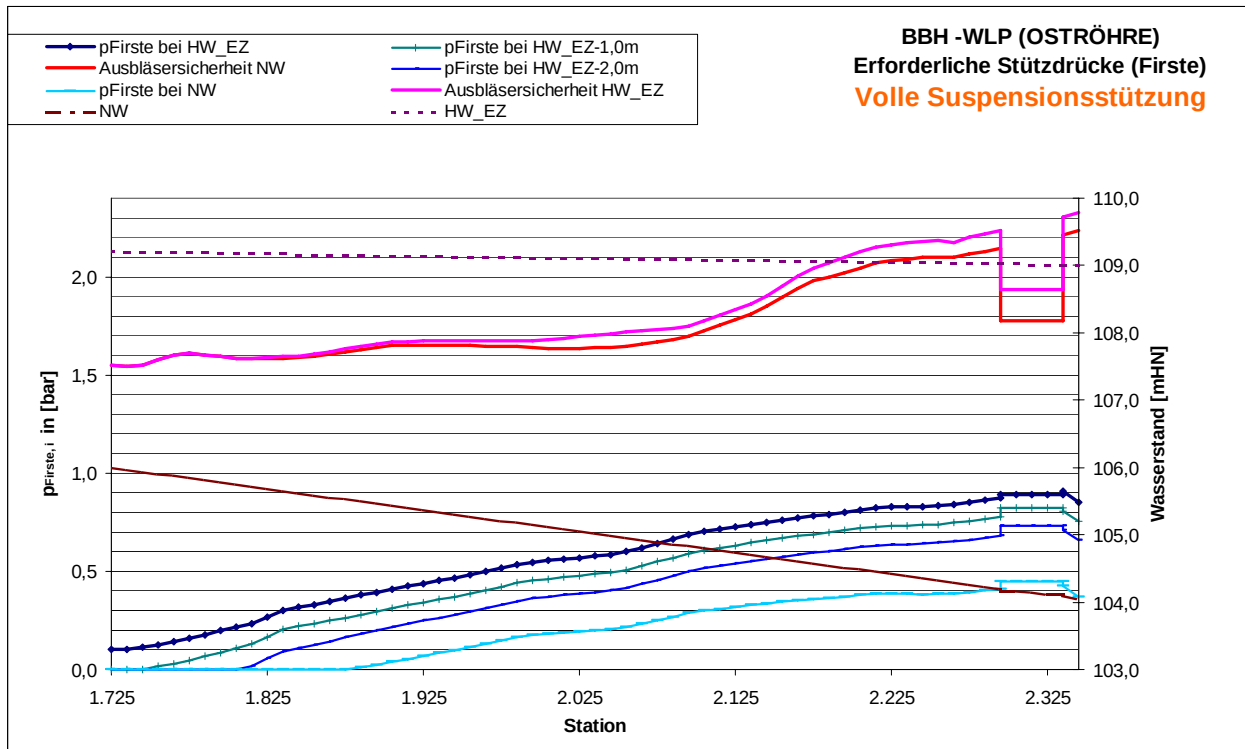


Bild 21: Verlauf der vollen Suspensionsstützung im 1. Tunnelabschnitt

Es wird deutlich, dass der zulässige Stützdruck zwischen der Linie der Ausblärsicherheit und der Linie des Mindeststützdrucks eingestellt werden kann. Zusätzlich ist die Regelgenauigkeit der Maschinenteknik zu berücksichtigen.

Im Bereich der vorhandenen Bebauung weist die Linie der Ausblärsicherheit eine starke Unstetigkeit auf. Dagegen wird die Linie für den Mindeststützdruck nur gering durch die vorhandene Bebauung beeinflusst.

Weiterhin ersichtlich ist, dass der Stand des Grundwasserpegels den Mindeststützdruck stark beeinflusst. Als Faustregel kann genannt werden: Schwankt der Grundwasserpegel um ± 1 m, dann ändert sich der Mindeststützdruck um $\pm 0,1$ bar. Der Einfluss des Grundwasserpegels auf die Ausblärsicherheit fällt dagegen geringer aus. Hier ändert sich der maximale Stützdruck im First um 0,1 bar erst bei Grundwasserpegelschwankung von 5 m.

Bei einer Luftdruckstützung (Bild 22) wird das Einstellband der Firste enger eingeschränkt, als es bei der vollen Suspensionsstützung der Fall ist. Bei der Luftdruckstützung sind Pegelschwankungen aus der Suspension nicht maßgebend, da die Maschine steht. Deshalb ist die Beschränkung der Einstellbreite mit der Regelungstechnik zu beherrschen.

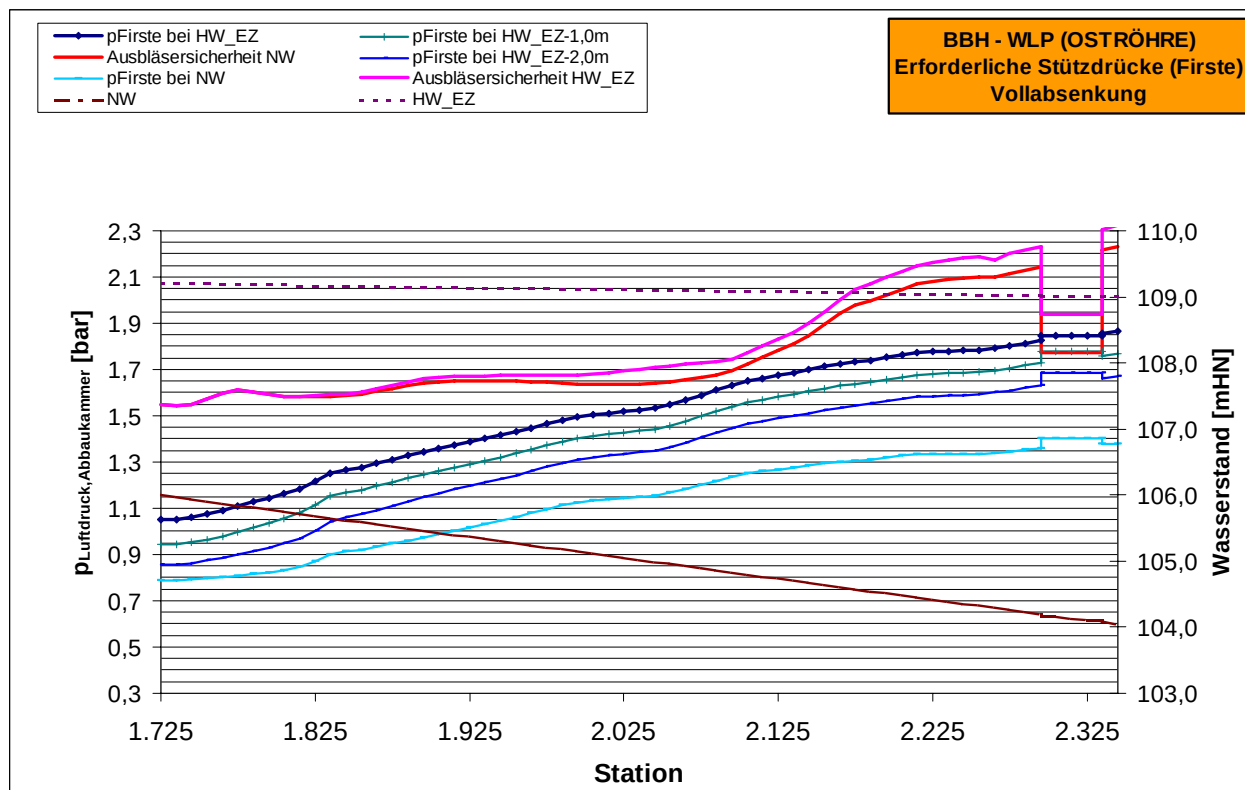


Bild 22: Verlauf der vollen Absenkung im 1. Tunnelabschnitt

8 Praktische Anwendung in den Grenzen des Modells

Bei jeder Parameterstudie sollte beachtet werden, welches Modell der Parameterstudie zu Grunde gelegt wurde und wo die Grenzen des Modells liegen. Mit dem 2-Körperbruchmodell können folgende Einflüsse nicht berücksichtigt und folgende Zustände nicht betrachtet werden.

- Vertikale künstliche Störstellen: wie z.B. Altbrunnen, welche nur unzureichend erkundet oder mangelhaft verfüllt sind.
- Vertikale künstliche Störstellen z.B. gezogene Spundwände, die die Gangbildung begünstigen.
- Stark kohäsive Böden können mit diesem Modell nicht hinreichend genau betrachtet werden, da aufgrund des Einflusses der Kohäsion der Bruchkörper eine innere Standsicherheit aufweist, die in dem Modell als haltende Kräfte interpretiert werden. Hohe Kohäsionen werden in der Wirkung überschätzt.
- Aus diesem Modell können keine Verformungen abgeleitet werden, da es sich um ein Bruchmodell handelt. Der Zusammenhang zwischen dem Grenzzustand der Gebrauchstauglichkeit und dem Grenzzustand der Tragsicherheit, der mit diesem Bruchmodell abgebildet wird, besteht in der Größe der Sicherheitsbeiwerte. Je größer die Sicherheitsbeiwerte gewählt werden, desto geringer ist die Wahrscheinlichkeit, dass sich Setzungen an der Geländeoberfläche zeigen. In diesem Sinn muss die Festlegung des Sicherheitsbeiwertes die Modellbildung einerseits und die zulässigen Setzungen andererseits berücksichtigen.

9 Zusammenfassung

Unser Beitrag beschreibt den Stand der Technik in der Modellbildung und in der Regelung für die Stützdruckberechnung. Am Beispiel der Berechnung für den City- Tunnel- Leipzig werden die entscheidenden Parameter für die Höhe des Stützdrucks dargestellt. Dies ist an erster Stelle der vorhandene Wasserdruck. Von den Bodenparametern haben vor allem die Reibungswerte (c , ϕ) einen bestimmenden Einfluss, die übrigen Parameter beeinflussen die erforderliche Stützkraft nur in geringem Maße. Die Berücksichtigung der Bebauung wird in der Literatur nicht konkret behandelt. Deshalb ist die ingenieurmäßige Behandlung dieser Fragestellung quantitativ gezeigt, die dem planenden Ingenieur das erforderliche Formelwerk zur Verfügung stellt.

10 Literatur

- [1] Horn, M. (1961): Horizontaler Erddruck auf senkrechte Abschlussflächen von Tunnel, Deutsche Überarbeitung STUVA
- [2] Janssen, H. A. (1895): Versuche über Getreidedruck in Silozellen, Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure, Band XXXIX, Nr. 35, 1045-1049
- [3] Girmscheid, G. (2005): Tunnelbohrmaschinen – Vortriebsmethoden und Logistik, Betonkalender Teil 1 Ausgabe 2005 im Verlag Ernst und Sohn
- [4] Ausschreibungsunterlagen zum Bauvorhaben City-Tunnel-Leipzig:
 - a) Tunnelbautechnisches Gutachten Stand 07/1997
 - b) Geotechnischer Bericht für die Ausführungsplanung: Bergmännische Bauweise Stand Mai/2001
 - c) 1. Ergänzung zum geotechnischen Bericht Stand März/2002
 - d) 2. Ergänzung zum geotechnischen Bericht Stand März/2004
- [5] Maidl, B.; Handke, D.: Beispiele zum Stand der Schildvortriebstechnik in Deutschland. Tiefbau-Ingenieurbau-Straßenbau 32 (1990), Nr. 12, S. 856-860, (Teil 1); 33 (1991), Nr. 1, S. 14-21 (Teil 2).
- [6] Handke, D.; Jonker, J.-H.: Innovationen für Schildvortriebe an der Betuwelinie in den Niederlanden. Bauingenieur (1999), Nr. 2, S. 59-66.
- [7] Maidl, B.; Handke, D.: TBM procurement using risk analysis. Tunnels & Tunnelling International, April 2003, S. 39-41.
- [8] Handke, D.; Maidl, B.: Bauverfahrenstechnische Prozessabhängigkeiten als Steuerungselemente zur Risikominimierung bei der Realisierung von Schildprojekten – Vorstellung einer Risikostrategie auf der Basis baupraktischer Erfahrungen. Taschenbuch für den Tunnelbau 2006, S. 189 - 220.

Bild 1: Das U-Bahn-Liniennetz von München

2 Allgemeine Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Die geologischen Verhältnisse sind beispielhaft am Baugrundmodell Münchens in Bild 2 dargestellt.

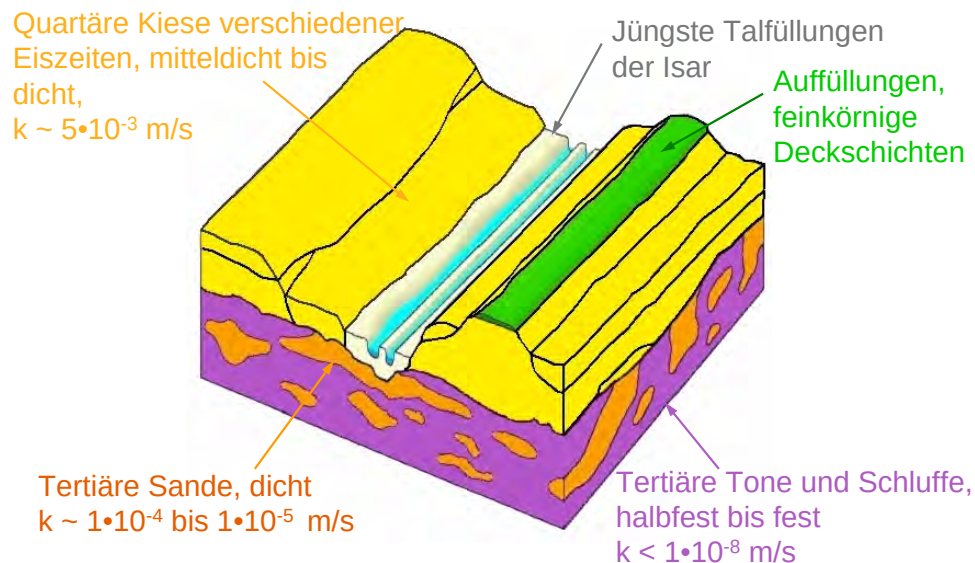


Bild 2: Schnitt durch den Baugrund Münchens

Unter geringmächtigen Auffüllungen, Mutterboden- und teils feinkörnigen Deckschichten stehen die quartären Kiese mit einer Mächtigkeit von bis zu ca. 13 m unter GOK an, die in der Eis- und Nacheiszeit durch mehrmaligen Wechsel von Aufschotterung und Erosion entstanden sind. Sie besitzen überwiegend eine mitteldichte bis dichte Lagerung, sind geschichtet und weisen je nach Ablagerungsbedingungen und Alter einen sehr unterschiedlichen Sand- und Feinkornanteil auf. Die mittlere Durchlässigkeit der quartären Kiese wird mit etwa $k = 5 \cdot 10^{-3} \text{ m/s}$ abgeschätzt. Unter dem Quartär folgen die tertiären Schichten. Sie bestehen überwiegend aus Wechsellagerungen dicht gelagerter Fein- bis Mittelsande mit Tonen bzw. Schluffen in halbfester bis fester Konsistenz. Entsprechend ihrer Entstehung weisen diese Schichten engräumlich teils stark unterschiedliche Mächtigkeiten auf. Die Durchlässigkeit der tertiären Sande beträgt im Mittel etwa $1 \cdot 10^{-4}$ bis $1 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$, die tertiären Tone und Schluffe sind in baupraktischem Sinne als "dicht" zu bezeichnen.

Die quartären Kiese weisen einen mittleren freien Grundwasserspiegel bei ca. 6 m bis 9 m unter GOK auf, mit einem geringen, etwa nach Norden bis Nordosten gerichteten Strömungsgefälle. Die Sande mit feinkörniger Überdeckung weisen gespannte Grundwasserspiegel auf, deren Druck etwa dem Quartärwasserdruck entspricht.

3 Beschreibung des Bauloses im Überblick

Mit der Ausführung des Bauloses U3 Nord-1, welches im Jahre 2001 begonnen und im Jahre 2005 weitgehend abgeschlossen werden konnte, wurde die Arbeitsgemeinschaft Ed. Züblin AG / Max Bögl GmbH & Co KG beauftragt. Das Baulos mit einer Gesamtlänge von ca. 1955 m verläuft vom bestehenden Bahnhof "Olympiazentrum" über den zu erstellenden Bahnhof "Olympiapark Nord" zum Bahnhof "Olympiaeinkaufszentrum", wo sich die Linie U3 in einem

Kreuzungsbauwerk mit der Linie U1 höhenfrei kreuzt. Das Baulos vereinigt unterschiedlichste Vortriebsweisen (s. Bild 3):

- W1 Atmosphärischer Spritzbetonvortrieb mit Tertiärwasserhaltung: zwei mal ca. 510 m Vortriebslänge mit einer Querschnittsfläche $A \sim 41 \text{ m}^2$. Im Bereich unter dem Werner-Friedmann-Bogen wurden zur Sicherung zusätzlich Rohrschirme erstellt.
- W2, W3, W4, W4.1 und O1: Atmosphärische Spritzbetonvortriebe im Dichttrog mit Tertiärwasserhaltung: zwei mal ca. 50 m mit $A \sim 41 \text{ m}^2$ (W2). 1 mal ca. 120 m mit $A \sim 160 - 200 \text{ m}^2$ und Düsenstrahlschirmsicherung (W3 und W4). 2 mal ca. 300 m mit $A \sim 41 \text{ m}^2$ (W4.1 und O1)
- W4.2, W5 und O3: Insgesamt 410 m Bahnhofsbereich, Bohrfahl- und Schlitzwanddeckelbauweise
- O2: Spritzbetonvortrieb mit Druckluftstützung, zwei mal ca. 400 m Vortriebslänge mit $A \sim 41 \text{ m}^2$, Vortrieb im Tertiär sowie im Quartär mit Injektionsschirm (Abdeckinjektion), Tertiärwasserhaltung.

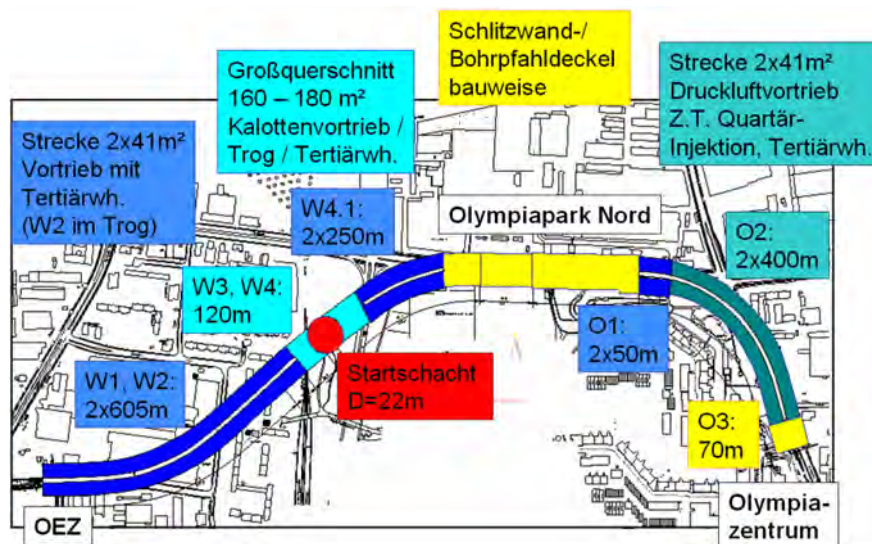


Bild 3: Bauweisen im Los U3N-1

Nachfolgend wird im Detail auf die Abschnitte W1, W3 und W4 sowie O2 eingegangen, die mit Schirmgewölbesicherungen ausgeführt wurden.

4 Vortrieb W3 und W4, Großquerschnitt mit Düsenstrahlschirmsicherung

4.1 Allgemeines zum Vortrieb

Die Vortriebe in W3, W4 mit einer Querschnittsfläche von bis zu 200 m^2 erfolgten ausgehend vom Startschacht mit vorausseilender Kalotte im Schutze eines dichten Schmaldichtwandtrogs, der in das feinkörnige Tertiär einbindet. Die ausreichende Einbindung wurde anhand der Rüttelprotokolle überprüft. Zur Erhöhung der Ortsbruststandsicherheit wurden von der Ortsbrust aus insgesamt 13 Düsenstrahlschirme (ca. 15,5 m Gesamtlänge, 4,30 m Überlappung) sowie weitere Düsenstrahlkörper im Quartär hergestellt (Bild 4 und 5).

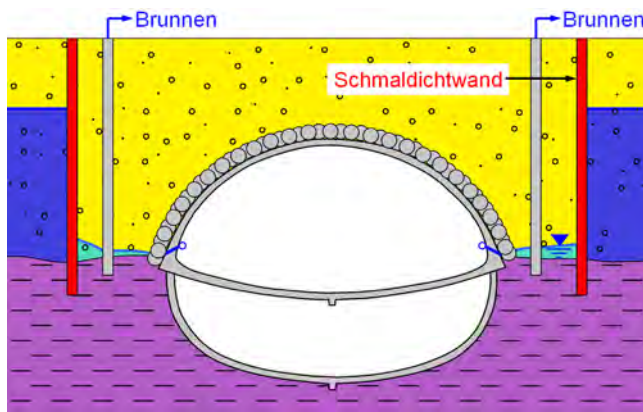


Bild 4: Großquerschnitt mit Düsenstrahlschirm



Bild 5: Kalottenvortrieb

Das Aufschneiden des Bodens erfolgte im Quartär mit Suspension (Simplex-Verfahren) mit einem Druck an der Düse von bis zu 400 bar. Damit im Boden kein derartiger Verpressdruck entsteht, muss jederzeit ein kontrollierter Abfluss (Druckabbau) aus dem Bohrloch gewährleistet sein (Ziehzeiten ca. 5 – 7 sec / 4 cm, Suspensionsmenge ca. 250 l / min).

Im Anschluss an die jeweilige Herstellung des Düsenstrahlschirms erfolgte der Kalottenvortrieb. Nach dem Auffahren der Kalotte über die gesamte Länge wurde die Strosse nachgezogen.

4.2 Verformungen bei der Herstellung des Düsenstrahlschirms

Zunächst wird auf die Verformungen direkt nach der Düsenstrahlschirmherstellung eingegangen. Bild 6 zeigt die Verformungen im Messquerschnitt MQ 8, etwa 35 m nordöstlich des Startschachts im Bereich W4. In Bild 7a sind die Vertikalverformungen der Oberfläche über der Firste im Längsschnitt von W3 und W4 dargestellt.

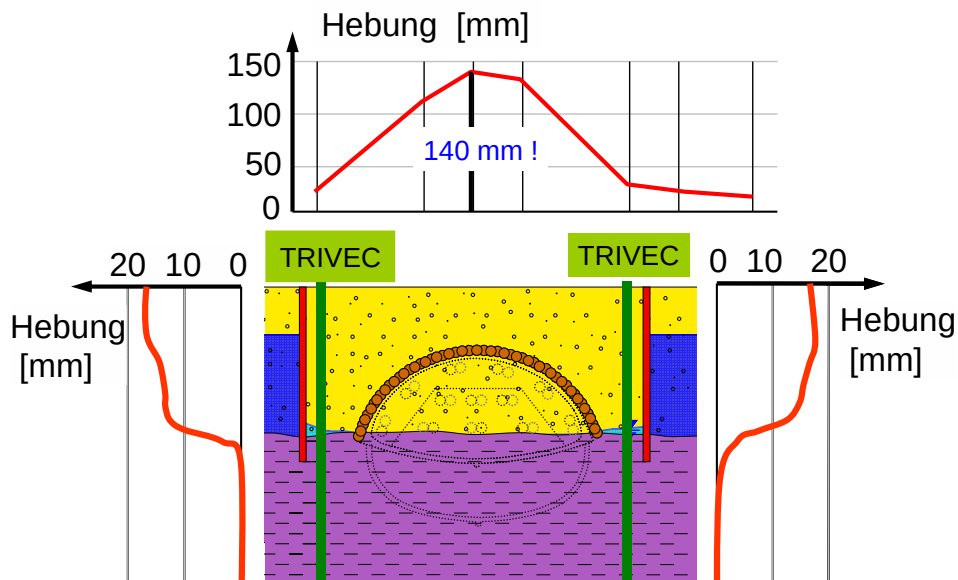


Bild 6: Verformungen im MQ 8 nach der Düsenstrahlschirmherstellung

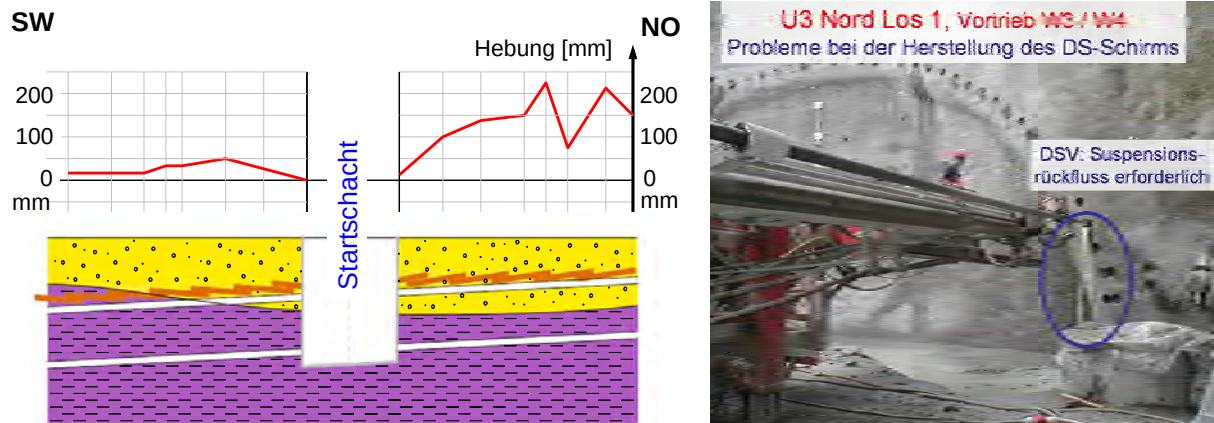


Bild 7a: Oberflächenhebung über der Firste im Längsschnitt von W3 und W4

Bild 7b: Erforderlicher Suspensionsrückfluss bei der Düsenstrahlschirmherstellung

Die Hebungen im MQ 8 betrugen über der Firste bis zu 140 mm (Bild 6) und maximal im Bereich W4 bis zu 250 mm (Bild 7a). Da sich in der Umgebung keine Bebauung befand, waren die Hebungen zunächst als unkritisch eingestuft worden. Allerdings resultieren sie, wie die Trivec-Messungen zeigen, insbesondere aus Dehnungen unmittelbar über der Aufstandsfläche im Bereich der Schichtgrenze Quartär / Tertiär. Da die Schmaldichtwand lediglich einen geringen Abstand zum Düsenstrahlschirm von ca. 2 m besaß, führten die Hebungen dazu, dass die Schmaldichtwand in einem Bereich riss und undicht wurde.

Die Hebungen sind dadurch begründet, dass beim nach oben gerichteten Düsenstrahlkörper der erforderliche Rückfluss im Ringraum zwischen Boden und Bohrgestänge (s. Bild 7b (ev. Bild 8)) nicht geeignet gesteuert werden kann. Durch den mangelnden Rückfluss bildete sich im Boden ein Überdruck, der sich insbesondere durch einzelne Schichten mit geringer Durchlässigkeit (Rollkieslagen) weit verbreiten konnte und damit den Boden insgesamt angehoben hat. Mit steigender Überdeckung nehmen die Hebungen ab (s. Bereich W3 in Bild 7), da durch die zunehmende Auflast den Hebungen ein immer größerer Widerstand entgegengebracht wird. Allerdings betrugen die Hebungen selbst bei einer Überdeckung von mehr als 12 m und dem Einbinden des Düsenstrahlschirms ins feinkörnige Tertiär noch ca. 20 mm.

Dagegen war zu Beginn der Düsenstrahlschirmherstellung beim Startschacht nach dem Durchbohren der Spritzbetonschale der Rückfluss eher zu groß, so dass Hohlräume entstanden, die wieder verfüllt werden mussten.

Für zukünftige Projekte, bei denen eine verformungsarme Herstellung eines Düsenstrahlschirms in schwierigen Untergrundverhältnissen erforderlich ist, erscheint es zweckmäßig, der gezielten Steuerung des Suspensionsrückflusses beim Düsen besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Vorstellbar wäre es beispielsweise, diesem bereits aus anderen Baumaßnahmen bekannten Problem maschinentechnisch - z.B. durch eine doppelte Verrohrung die gering vorausseilend gezogen wird, oder einem Ventil zur Steuerung des Rückflusses im Bereich des Bohransatzes - zu lösen.

4.3 Setzungen beim Vortrieb des Großquerschnitts W3 / W4

Im Anschluss an die Düsenstrahlschirmherstellung erfolgte abschnittsweise zunächst der Kalottenvortrieb mit temporärer Spritzbetonsohle über die gesamte Vortriebslänge und

anschließend das Auffahren der Strosse und Sohle. In Bild 8 sind beispielhaft die nach der Schirmherstellung ermittelten Setzungen im Bereich des MQ 8 dargestellt. Sie betrugen maximal etwa 26 mm. Im Bereich W3 mit größerer Überdeckung betrugen die Setzungen zwischen 30 und 40 mm.

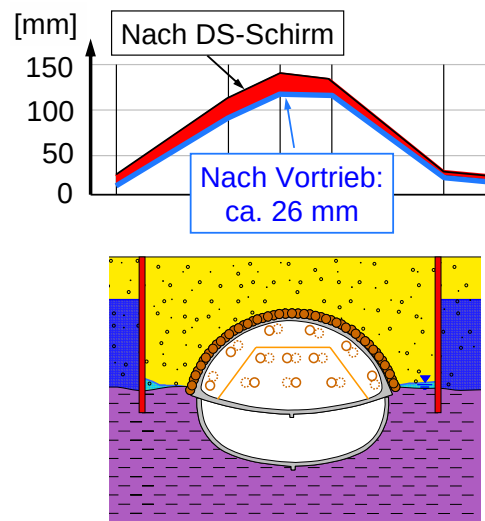


Bild 8: Setzungen durch den Spritzbetonvortrieb im Bereich W4 / MQ8

Um die Messergebnisse beurteilen zu können, sind sie in Tabelle 1 mit denen atmosphärischer Spritzbetonvortriebe in München verglichen, die etwa gleiche Überdeckung besaßen, allerdings in Teilausbrüchen und ohne Schirmgewölbesicherung aufgefahren wurden.

Insgesamt ergeben sich Setzungen in der gleichen Größenordnung, was bedeutet, dass mit dem Düsenstrahlschirm die Setzungen gegenüber Vortrieben in Teilausbrüchen nicht reduziert werden. Wie die Gleitmikrometermessungen zeigen, werden die Kräfte über das Schirmgewölbe konzentriert in den Boden unter der Schirmaufstandsfläche eingeleitet. Durch die Spannungskonzentration entstehen in diesem Bereich vergleichsweise große Stauchungen und Setzungen in einem eng begrenzten Bereich. Demgegenüber kommt es beim Spritzbetonvortrieb in Teilausbrüchen zwar je Teilausbruch zu großräumigeren Gewölbebildungen, beim zeitversetzten Auffahren der Teilausbrüche jedoch mehrfach zu Lastumlagerungen und damit an der an der Oberfläche insgesamt zu etwa gleichen Verformungen.

	U5/9 Ostbahn- hof	U5/9 Theresien- wiese	U3N1 W4 / W3
Vortriebsquerschnitt			
Querschnittsfläche ca. [m²]	200	175	170 - 200
Überdeckung ca. [m]	9,3	9,6	6,5 / 11
Max. Setzung [mm]	36	38	26 / 40

Tabelle 1: Vergleich verschiedener atmosphärischer Spritzbetonvortriebe

Als Fazit lässt sich festhalten, dass beim Vortrieb mit dem Düsenstrahlschirm die Setzungen gegenüber Vortrieben im Teilausbruch nicht reduziert werden. Allerdings wird durch den Düsenstrahlschirm die Ortsbruststandsicherheit deutlich erhöht. Da es bei den eigentlichen Vortrieben nicht zu Schwierigkeiten kam, kann insgesamt der Vortrieb als erfolgreich eingestuft werden kann.

5 Vortrieb W1, Gebäudeunterfahrung im Schutze eines Rohrschirms

Im Bereich W1 wurden 2 Spritzbetonvortriebe mit einer Querschnittsfläche von $A \sim 41 \text{ m}^2$ atmosphärisch im Tertiär mit Entwässerung der tertiären Sandschichten aufgefahren (s. Bild 2). Von Interesse ist in diesem Bereich die Unterfahrung des Werner-Friedmann-Bogens, eines 12-stöckigen Gebäudekomplexes, der in Schottbauweise hergestellt wurde. Die Sohldruckspannung des 3 m breiten, mittig angeordneten Streifenfundaments, welches die Hauptlasten des Gebäudes in den Untergrund einleitet, beträgt ca. 280 kN/m^2 .

Bei einem vertikalen Abstand von ca. 12 m zwischen Fundamentunterkante und Firste und einer Tertiärüberdeckung von lediglich ca. 4 m wurde als zusätzliche Sicherungsmaßnahme ein Rohrschirm eingesetzt (s. Bild 9 und 10). Südwestlich des W. Friedmann-Bogens schließt eine Tiefgarage an.

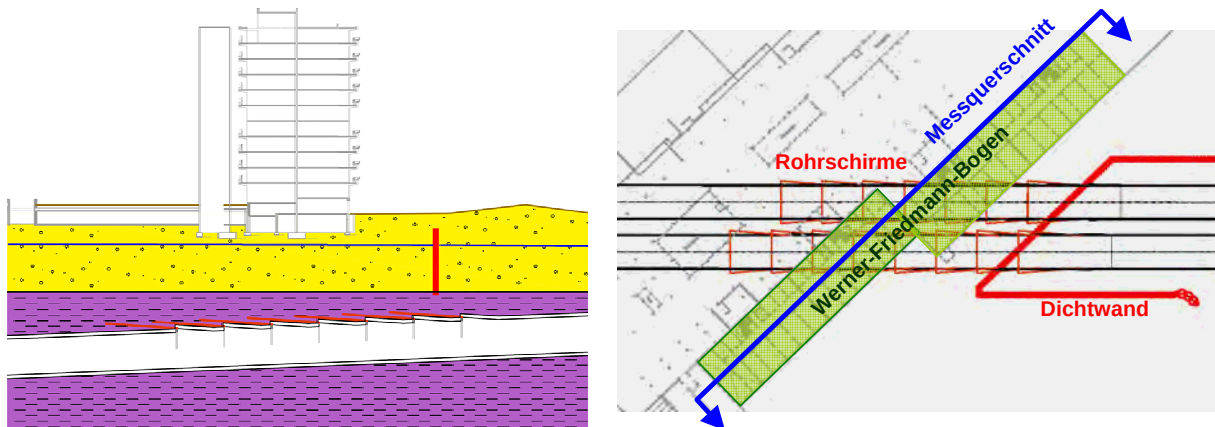


Bild 9: Unterfahrung Werner-Friedmann-Bogen im Längsschnitt und Lageplan

Je Schirm wurden insgesamt 38 Rohre hergestellt. Die Rohrlänge betrug 12 m bei 4 m Überlappung. Der Bohrdurchmesser (Bohrkrone) betrug 146 mm bei 6 mm Ringspalt.

In Bild 10 sind die Messergebnisse der Setzungsmessungen längs des Werner Friedmann-Bogens (Schnitt s. Bild 9) in Abhängigkeit von der Vortriebsentwicklung dargestellt. Bereits durch die Wasserhaltung (Entwässerung der tertiären Sande kam es zu Setzungen von etwa 4 bis 7 mm. Durch die Herstellung des Rohrschirms sowie die vorausseilende Setzung in Folge des Vortriebs Gleis 2 erhöhten sich die maximalen Setzungen vor Auffahren der Querschnitte auf ca. 10 mm. Der größte Setzungsanteil resultiert anschließend aus dem eigentlichen Vortrieb. Nach den Vortrieben betrug die maximale Setzung 25 mm.

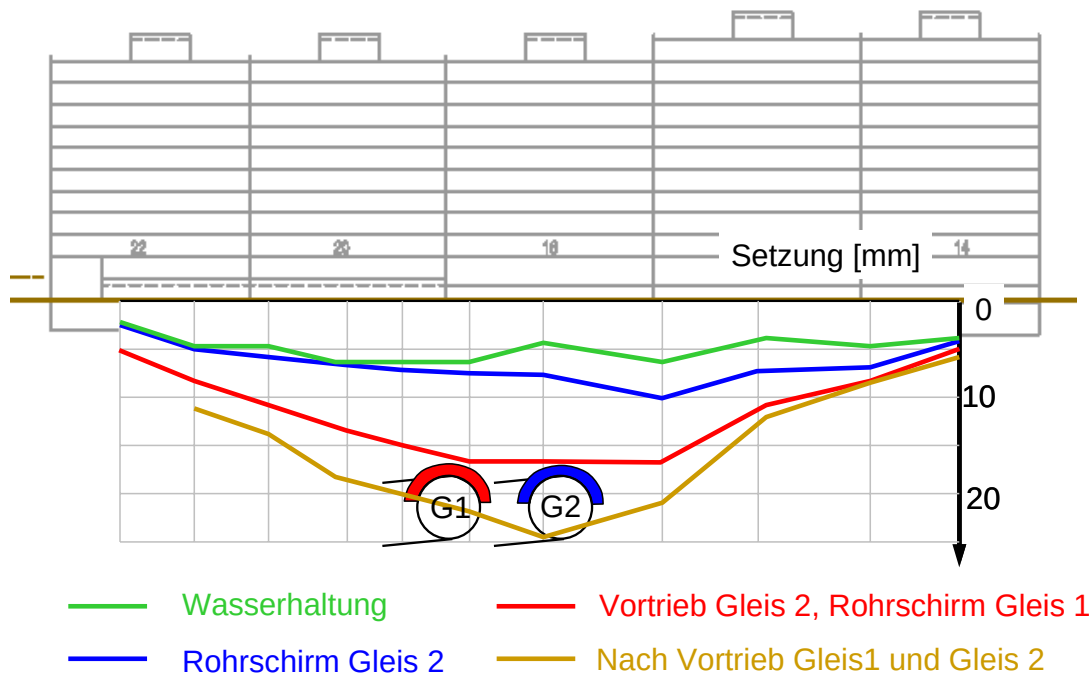


Bild 10: Setzungen beim Werner-Friedmann-Bogen in Abhängigkeit des Vortriebs

Zum Vergleich sind die Messergebnisse im Längsschnitt im Bereich W1 dargestellt (Bild 11). Deutlich ist zu erkennen, dass im Bereich der Rohrschirme die Vertikalverformungen am größten sind. Einerseits wirken im Bereich Werner Friedmann Bogen linienförmig die größten Fundamentlasten und durch die verminderte Überdeckung ist nur eine begrenzte Gewölbebildung möglich. Weiterhin führt auch die Schirmgewölbeherstellung zu herstellungsbedingten Verformungen.

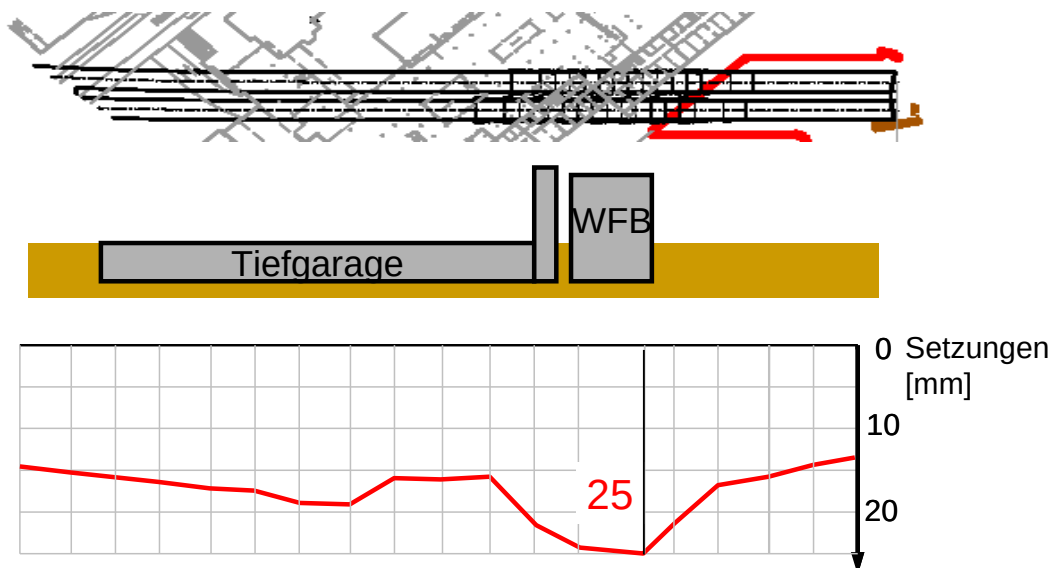


Bild 11: Setzungen beim Werner-Friedmann-Bogen in Abhängigkeit des Vortriebs

Letztlich ist aber hinsichtlich der entstandenen Verformungen mit entscheidend, dass sich der Rohrschirm und nachfolgend der Boden während des Vortriebs zunächst verformen muss, damit er seine Tragwirkung in Längs- und Querrichtung entwickeln kann. Daher

entstehen die überwiegenden Verformungen auch während des Vortriebs bzw. unmittelbar vorausseilend.

Als Fazit lässt sich hinsichtlich des Rohrschirms festhalten, dass der Rohrschirm die Ortsbruststandsicherheit erhöht. Zur Ausbildung der Tragwirkung sind allerdings Verformungen erforderlich und somit trägt der Rohrschirm nicht primär zur Reduzierung der Verformungen bei. Allerdings führten die Verformungen nicht zu relevanten Schäden, so dass die Sicherungsmaßnahmen insgesamt gesehen erfolgreich waren.

Da durch die Wasserhaltung im Tertiär dem Boden der Auftrieb entzogen wird, kommt es zu Setzungen infolge Erhöhung des Bodeneigengewichts. Bei den in München derzeit geplanten größeren Tunnelvortrieben mit Tertiärwasserhaltung wird häufig die Frage gestellt, welche Setzungen und Setzungsdifferenzen durch die Entspannungswasserhaltung zu erwarten sind. Zur beispielhaften Beantwortung dieser Frage werden die Setzungen vor Beginn der Vortriebe in den Bereichen W1 / W2 betrachtet (s. Bild 12). Es zeigt sich, dass durch die Wasserhaltung maximale Setzungen von etwa 5 mm bis 10 mm entstehen. Durch Messungen in Grundwassermessstellen konnte weiterhin festgestellt werden, dass die Absenktrichter Reichweiten von mindestens ca. 300 m bis 500 m aufweisen, was auch durch Beobachtungen bei anderen U-Bahn-Baumaßnahmen in München bestätigt wird. Unter der Annahme, dass die Grundwasserabsenkung ausgehend vom Vortrieb bis zur Reichweite $r = 300$ m linear auf 0 abnimmt und die Setzung aus Wasserhaltung maximal 10 mm beträgt, wurde mit einer FE-Berechnung eine maximale Tangentensteigung $< 1 : 10000$ errechnet. Berücksichtigt man, dass unter herkömmlicher Bebauung erste Schäden erst ab Tangentensteigungen von ca. $1 : 300$ bis $1 : 500$ auftreten, so können die ermittelten Tangentensteigungen als sehr gering beurteilt werden, die keine Bauwerksschäden erwarten lassen. Dies wurde durch die Baumaßnahme bestätigt.

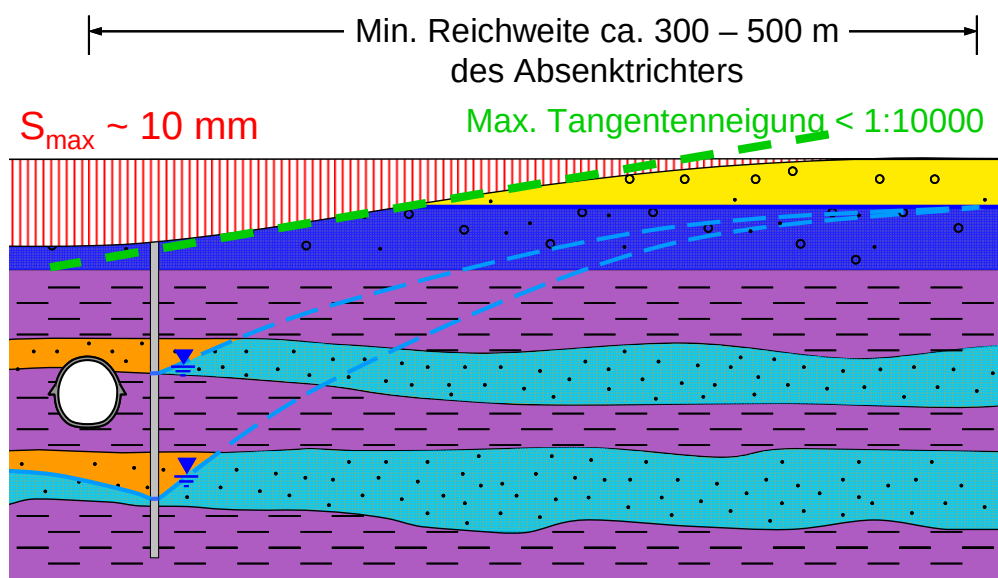


Bild 12: Maximale Tangentensteigung infolge Setzungen durch Wasserhaltung

6 Vortrieb O2, Druckluftvortrieb mit Abdeckinjektion im Quartär

Die geologischen Verhältnisse im Bereich O2 sind in Bild 13 dargestellt. Es wurde ein Vortrieb mit Druckluftstützung und zusätzlicher Quartärinjektion bei weniger als 1,5 m Tertiärüberdeckung vorgesehen. Der Injektionsbereich 1 mit einer Länge von ca. 40 m wurde von GOK aus durchgeführt. Der Injektionsbereich 2 war in Streckenmitte von GOK aus nicht zugänglich und wurde daher vom Vortrieb aus injiziert. Bild 14 zeigt die engen Verhältnisse bei der Herstellung des Injektionsschirms vom Tunnel aus. Am Ende des Vortriebs konnte die Injektion wiederum von GOK aus erfolgen.

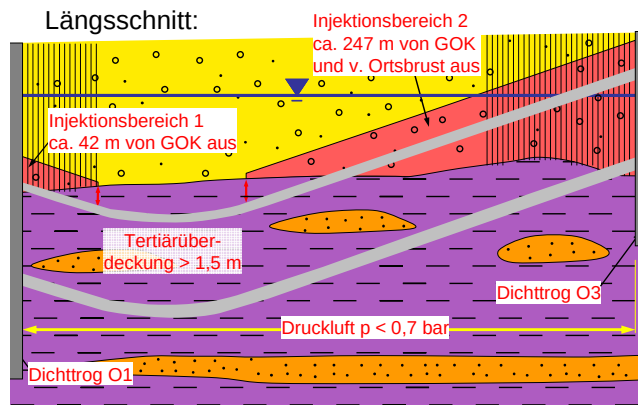


Bild 13: Längsschnitt Vortrieb O2



Bild 14: Injektion von der Ortsbrust

Zielvorgabe der Injektion war, die Durchlässigkeit der quartären Kiese durch Injektion der Rollkieslagen auf $k \leq 5 \cdot 10^{-5} \text{ m/s}$ zu reduzieren, was mit Durchlässigkeitsversuchen im Bohrloch überprüft wurde. Nach der Injektion erfolgte der Vortrieb in Spritzbetonbauweise mit Druckluftstützung bei einem maximalen Überdruck von 0,7 bar. Im Bereich O2 wurden Setzungen von ca. 5 mm bis maximal 11 mm (ohne Berücksichtigung der Setzungen infolge Wasserhaltung) gemessen.

Um dieses Ergebnis werten zu können, sind in Bild 15 vergleichend dazu die Ergebnisse von Setzungsmessungen von Vortrieben mit Druckluftstützung (Schildvortriebe bzw. Spritzbetonvortriebe ohne Injektionsmaßnahme) in Abhängigkeit vom Pfeilerverhältnis A/D dargestellt. Es zeigt sich, dass die beim Vortrieb O2 ermittelten Setzungen für Druckluftvortriebe bei dem vorliegenden geringen Pfeilerverhältnis im Erwartungsbereich liegen. Die Injektion hat hier anscheinend nicht zu einer deutlichen Reduzierung der Verformungen geführt. Allerdings war es auch das Ziel, die Durchlässigkeit zu reduzieren, und nicht, die Steifigkeit des Bodens zu erhöhen, und dementsprechend wurde der Zementanteil der Suspension auch gering gehalten. Insgesamt gesehen zeigt sich jedoch auch hier, dass Spritzbetonvortriebe mit Druckluftstützung nur zu geringen Setzungen mit geringen Tangentenneigungen führen, die bei herkömmlichen Gebäuden nicht zu Bauwerksschäden führen.

Berücksichtigt man, dass der gemessene Druckluftverbrauch fast immer geringer war als der errechnete „Soll“-Verbrauch, so kann die zweifellos sehr aufwändige Injektionsmaßnahme (es wurden insgesamt ca. 21500 m Injektionsbohrungen mit über 43 000 Injektionsmanschetten von GOK und vom Tunnel aus erstellt) als erfolgreich beurteilt werden.

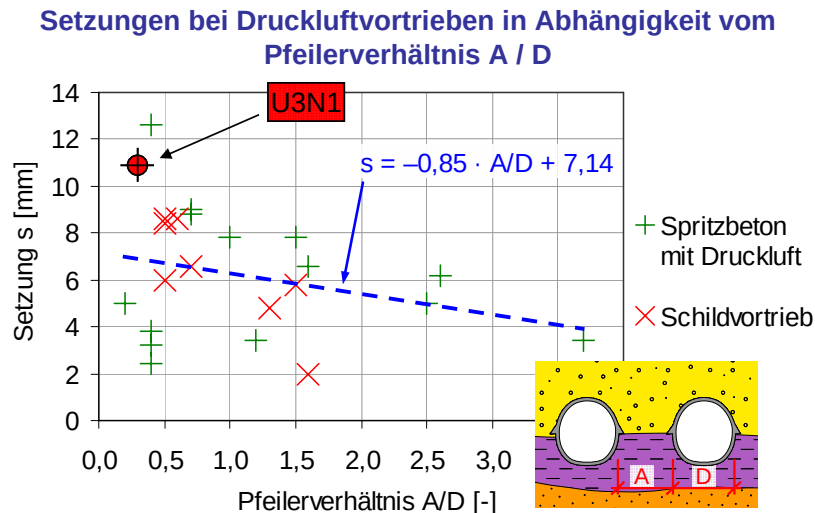


Bild 15: Setzungen bei Druckluftvortrieben in Abhängigkeit vom Pfeilverhältnis A / D

7 Schlussbemerkung

Im Rahmen der Baumaßnahme U3 Nord, Los 1 wurden 3 verschiedene Schirmgewölbesicherungen (Düsenstrahlschirm, Rohrschirm, Injektionsschirm) ausgeführt. Alle 3 Sicherungsmaßnahmen führten zu dem gewünschten Ziel, die Standsicherheit der Ortsbrust während des Vortriebs zu erhöhen bzw. das unkalkulierte Abströmen von Druckluft zu verhindern.

Wie die durchgeführten Messungen beim Düsenstrahlschirm zeigen, sind hinsichtlich der zu erwartenden Setzungen die Verformungen bei der Herstellung zu berücksichtigen. Beim nach oben gerichteten Düsenstrahlschirm besteht die Gefahr, dass durch den unkontrollierten Rückfluss der beim Düsen nicht gestützte Hohlraum ausläuft (Setzungen) oder aber ein Überdruck entsteht (Hebungen). Hier sind maschinentechnische Weiterentwicklungen erforderlich, damit auch bei der Herstellung zu jeder Zeit ein kontrollierter Zustand gegeben ist.

Beim Rohrschirm ist zu berücksichtigen, dass gewisse Verformungen auftreten müssen, bis dieser seine volle Tragwirkung in Längs- und Querrichtung ausbilden kann. Die Tragwirkung des Rohrschirms sowie die dazu erforderlichen Verformungen sind sicherlich auch von den geometrischen und bodenmechanischen Randbedingungen abhängig. Erst wenn diese Zusammenhänge bekannt sind, kann der Frage weiter nachgegangen werden, wie der Rohrschirm rechnerisch bei der Standsicherheitsbetrachtung der Ortsbrust berücksichtigt werden kann. Hierzu sind weitere Untersuchungen dringend erforderlich.

Allgemein ist hinsichtlich der Messungen zusammenfassend auszusagen, dass sie nach wie vor ein wesentliches Element beim Spritzbetonvortrieb sind, auf das auch in Zukunft nicht verzichtet werden kann. Sie bieten über Rückrechnungen die Möglichkeit, zu überprüfen, ob die Berechnungsannahmen zutreffend gewählt wurden, bzw. die erforderliche Sicherheit im Vortrieb gegeben ist. Außerdem liefern sie Erkenntnisse für zukünftige Vortriebe.

Anwendung der Bodenvereisung zur Unterfahrung des Hauptbahnhofes beim Bau des City-Tunnels Leipzig

Dipl.-Ing. Helmut Haß
CDM Consult GmbH, Bochum
Dipl.-Ing. Winfried Glitsch
Deutsche Einheit Fernstraßen-planungs- und bau GmbH, Berlin

1 Allgemeines

In der Innenstadt von Leipzig wird derzeit das Projekt City-Tunnel verwirklicht. Bei dem City-Tunnel-Leipzig handelt es sich um eines der größten Infrastrukturprojekte Europas. Zur Erweiterung des öffentlichen Personen-Nahverkehrs wird eine neue S-Bahn Verbindung zwischen den beiden Kopfbahnhöfen Bayrischer Bahnhof und Hauptbahnhof erstellt. Die Strecke quert die Innenstadt von Leipzig unterirdisch und wird auf ca. 3,9 km Länge als Tunnel erstellt. Zu dieser Strecke gehören vier unterirdische Bahnhöfe, die Haltepunkte

- Bayrischer Bahnhof
- Wilhelm Leuschner Platz
- Marktplatz
- Hauptbahnhof

Der Verlauf der Trasse mit den Haltepunkten ist in Abbildung 1 dargestellt.

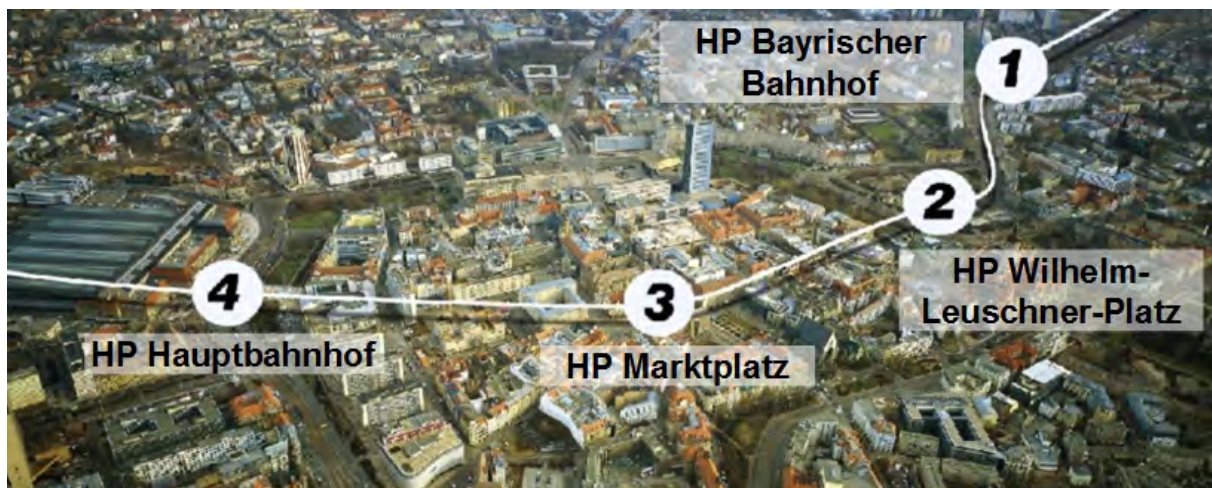


Abbildung 1: Streckenverlauf des City-Tunnels-Leipzig

Die Streckentunnel werden als zwei eingleisige Röhren mit einem Durchmesser von ca. 9 m mittels Schildvortrieb aufgeföhren. Die Erstellung der unterirdischen Haltepunkte erfolgt mit Ausnahme eines Teiles des Haltepunktes Hauptbahnhof mit der Schlitzwandbauweise.

Bei der Unterquerung des Hauptbahnhofes und dem Bau des unterirdischen Haltepunktes kommt auf einer Länge von ca. 80 m das Gefrierverfahren zum Einsatz. Dieser Teilabschnitt mit Anwendung der künstlichen Bodenvereisung zur Aushubsicherung wird nachfolgend dargestellt.

2 Hauptbahnhof Leipzig

Der Hauptbahnhof Leipzig zählt zu den ältesten und größten Kopf-Bahnhöfen der Welt. Er wurde 1915 nach 13-jähriger Bauzeit mit 26 Bahnsteigen eingeweiht. Bombenangriffe in den Jahren 1943 und 1944 zerstörten große Teile des Bahnhofes (siehe Abbildung 2).



Abbildung 2: Bombenangriff 7. Juli 1944

Nach dem Krieg wurde der Bahnhof von 1954 bis 1962 wieder aufgebaut. Die Kosten betrugen 40 Mio. Mark. Von 1996 bis 1997 erfolgte ein Umbau des Bahnhofes mit gleichzeitiger Erweiterung der Untergeschosse. Der Bahnhof wird heute für den Nah- und Fernverkehr der Bahn sowie als attraktives Dienstleistungs-/Einkaufszentrum genutzt.

3 Situation und Bauaufgabe

Das Empfangsgebäude des Bahnhofes hat 4 Geschosse und ist 298 m lang. Das Bahnhofesgebäude wurde 1996/1997 in wesentlichen Teilen umgebaut und erweitert. Als Vorbereitungsmaßnahmen für den späteren Unterfahrbereich durch den City-Tunnel wurde das Gebäude in diesem Bereich im Zuge des Umbaus auf neu erstellten Großbohrpfählen mit einem Durchmesser von $d = 1,5 \text{ m}$ gegründet. Zwischen den Großbohrpfählen, die in drei Reihen angeordnet sind, wird das Tunnelbauwerk erstellt. Die Bodenplatte des Bahnhofesgebäudes ist in diesem Bereich so bemessen, dass die Kräfte freitragend auf die Pfähle übertragen werden. Hierdurch wird ein Aushub des Baugrundes unterhalb des Gebäudes zwischen den 3-reihigen Pfählen ermöglicht. Abbildung 3 zeigt einen Querschnitt durch das zu erstellende Tunnelbauwerk mit der Pfahlgründung des Gebäudes.

Von den o.g. Umbaumaßnahmen sind im Untergrund Anker, Weichgelinjektionen und Injektionskubaturen (Düsenstrahlverfahren) verblieben. Des Weiteren ist lokal mit alten Verbau- und Bauwerksresten zu rechnen. In Abbildung 4 ist eine dreidimensionale Darstel-

lung der vorhandenen Gründungssituation des zu unterfahrenen Bauwerksbereiches mit dem im Baugrund vorhandenen bzw. möglichen Bauwerksbestand vorhanden.

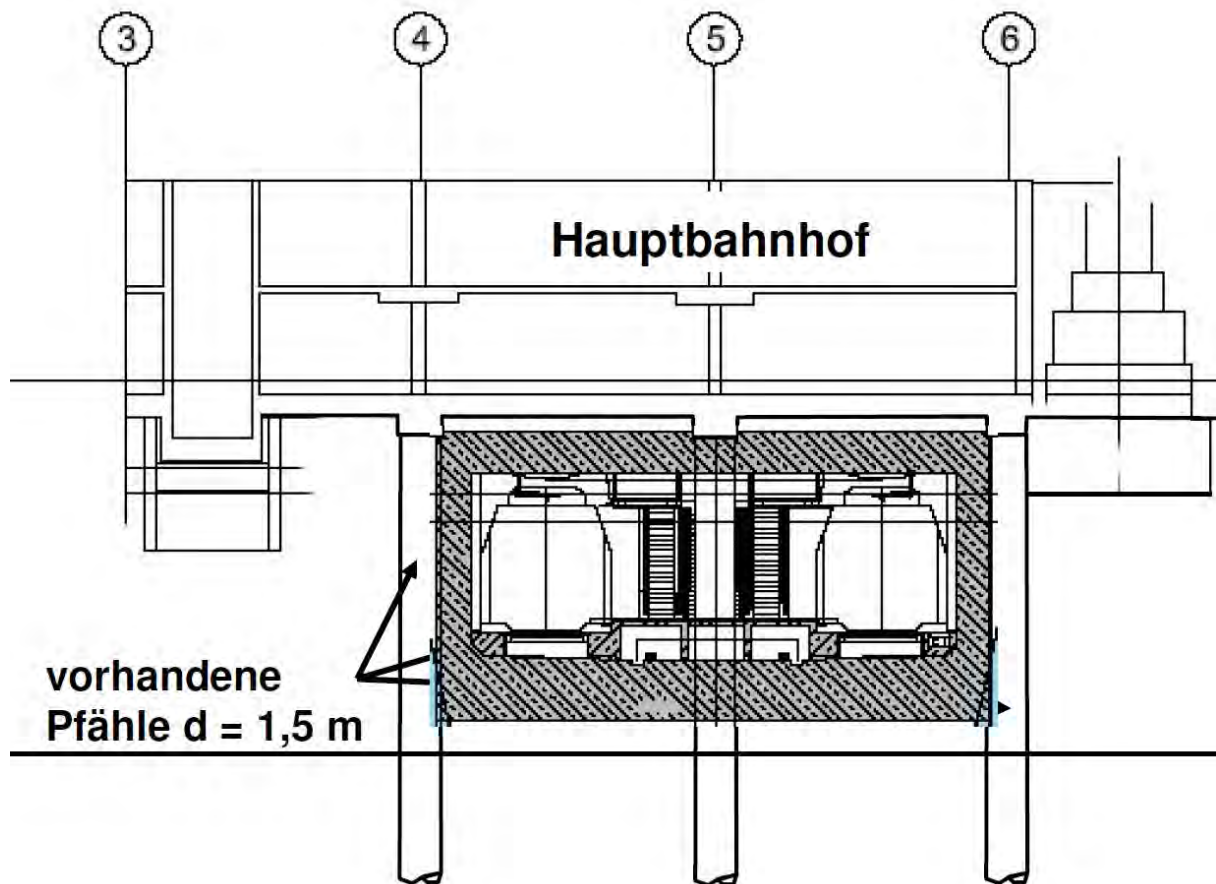


Abbildung 3: Tunnelquerschnitt unterhalb des Bahnhofesgebäudes

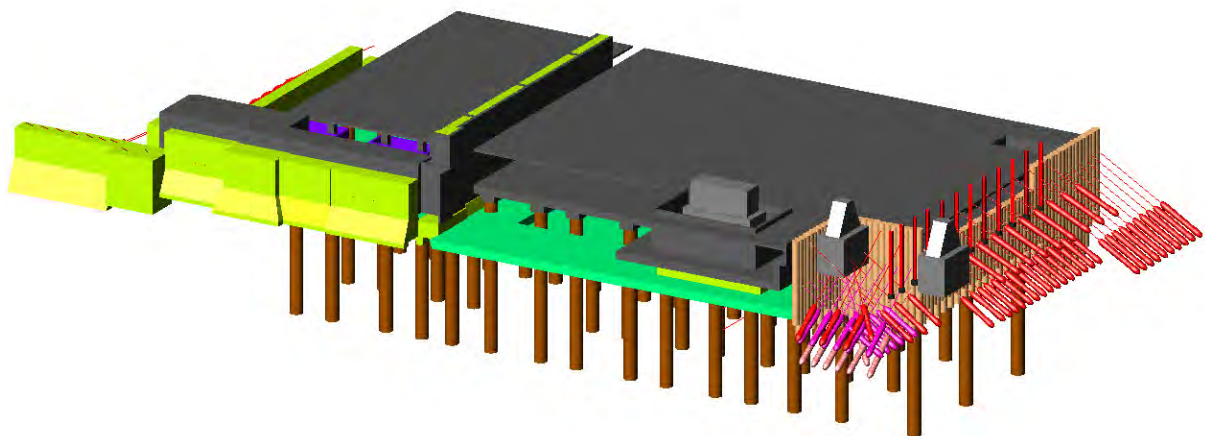


Abbildung 4: Bauwerkssohle mit Pfahlgründung und sonstigen Einbauten

Die Gründungsebene des Bahnhofesgebäudes liegt im südlichen Bereich über eine Länge von ca. 30 m bei ca. 108 mNN. Im nördlichen Bereich des Bahnhofesgebäudes liegt die Gründungsebene über eine Länge von ca. 56 m bei ca. 103 mNN. Der mittlere Grundwasserspiegel von ca. 105,6 mNN liegt im nördlichen Gründungsbereich des Bahnhofesgebäudes ca. 3 m - 4 m oberhalb der Gründungsebene. Im Bereich eines Fettabscheiders und des Aufzugschachtes (Nordwestseite des Unterfahrbereiches) liegt die Gründungssohle bei ca. 101,1 mNN. Die Unterkante des neuen Tunnels im Unterfahrbereich des Hauptbahnhofes liegt bei ca. 91,4 mNN. Der Auffahrungsbereich liegt somit durchgängig im Grundwasser.

Um das Tunnelbauwerk unterhalb des 4-geschossigen Bahnhofesgebäudes errichten zu können, sind entlang der beiden äußeren Pfahlreihen wasserdichte und tragfähige Verbauwände herzustellen, um einen sicheren Aushub zu gewährleisten. Andere Bauweisen waren aufgrund der vorhandenen Randbedingungen und Teufenlage der Bahntrasse nicht möglich.

Nach Untersuchung mehrerer Verfahren wurde unter Berücksichtigung der komplexen Randbedingungen letztlich das Gefrierverfahren zur Herstellung der Verbauwände gewählt. Im Luftbild der Abbildung 5 ist die ca. 80 m lange Teilstrecke gekennzeichnet, in der das Gefrierverfahren zum Einsatz kommt. Die angrenzenden Bereiche des City-Tunnels werden in Schlitzwandbauweise erstellt.

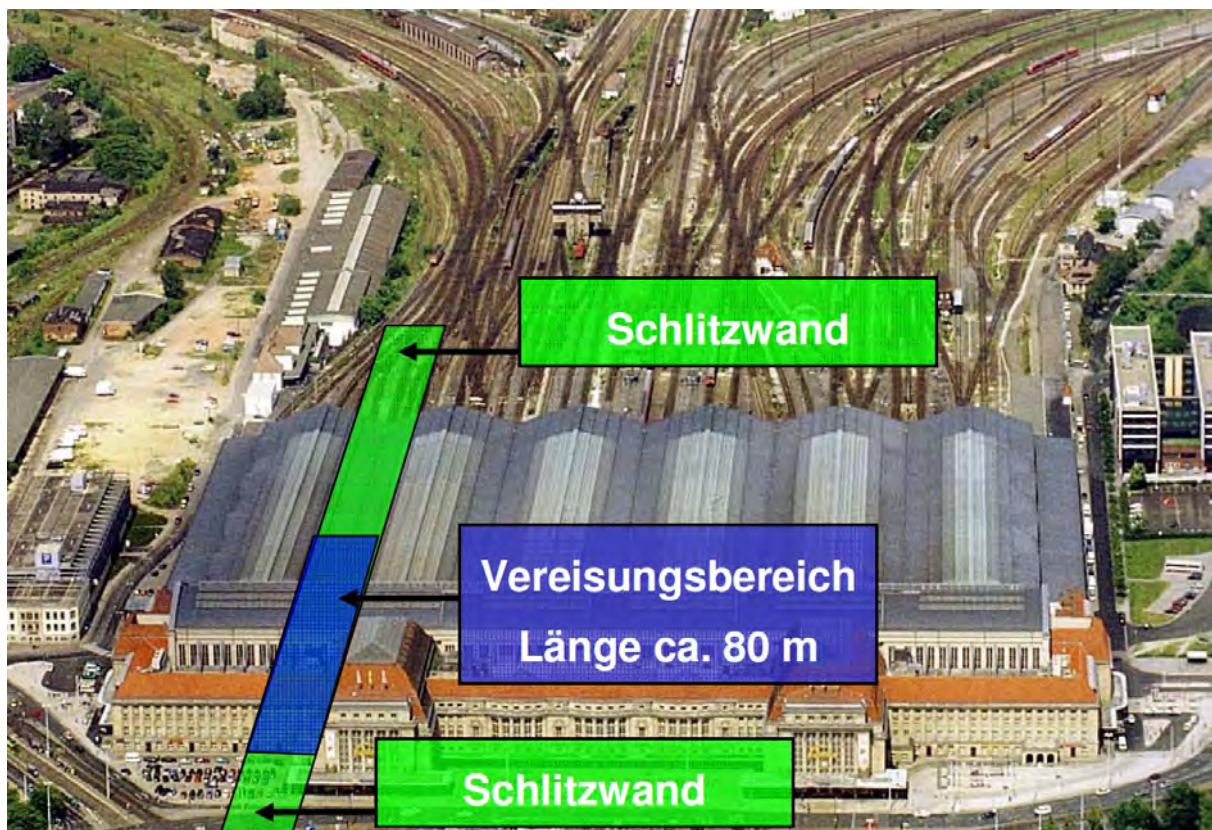


Abbildung 5: Tunnelverlauf unterhalb des Hauptbahnhofes Leipzig

4 Baugrund- und Grundwasserverhältnisse

Die beiden Hauptschichten, in denen die Vereisung bzw. der Vortrieb unter dem Bahnhofesgebäude verläuft, bilden die

- Flussschotter (geotechnische Schicht III) und
- Bitterfelder Sande (geotechnische Schicht VI).

Der Vereisungskörper bindet mindestens 2 m in den Muschelschluff als natürliche horizontale Dichtungsschicht ein, so dass der Vereisungskörper zusätzlich in den folgenden Bodenschichten verläuft:

- Grüngrauer Schluff (geotechnische Schicht VII) und
- Muschelschluff (geotechnische Schicht IX).

In Abbildung 6 ist der Verlauf der Baugrundsichten in einem Längsschnitt unter dem Bahnhofesgebäude dargestellt.

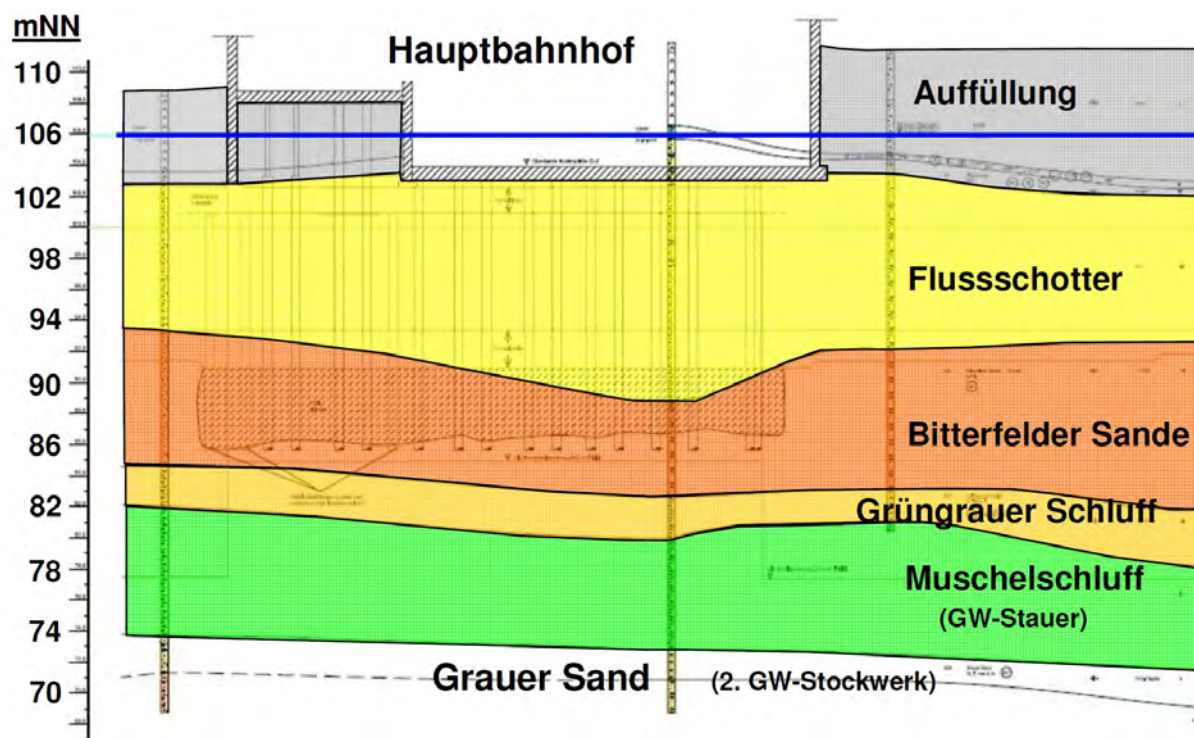


Abbildung 6: Baugrundaufbau im Tunnelbereich - Längsprofil

Der mitteldicht bis dicht gelagerte Flussschotter besteht aus nicht bis schwach schluffigen Sanden und Kiesen und kommen geschichtet sowohl in enger als auch weiter Abstufung vor. Im basisnahen Bereich ist die Bildung von Blockpackungen aus Steinen und Grobkiesen möglich. Die folgenden Bitterfelder Sande werden aus schwach schluffigen, eng abgestuften Fein- und Mittelsanden gebildet und sind mitteldicht bis dicht gelagert.

Unterhalb der Bitterfelder Sande stehen die grüngrauen Schluffe an. Diese Schicht umfasst stark feinsandige tonige Schluffe und stark feinsandige Schluffe mit überwiegend steifer und halbfester Konsistenz. Der Muschelschluff bildet einen natürlichen Grundwasserstauer und

besteht aus feinsandigen Schluffen und Tonen. Unterhalb des Muschelschluffs liegt der Graue Sand als 2. Grundwasserleiter.

Der Grundwasserspiegel im maßgebenden oberen Grundwasserstockwerk oberhalb des Muschelschluffs liegt zwischen 101,7 mNN (NW) und 106,9 mNN (HW). Der langjährige Mittelwasserspiegel liegt bei ca. 105,6 mNN. An der Basis des Flussschotters sind lokal erhöhte Werte der Grundwasserfließgeschwindigkeiten mit mehr als 10 m/d nicht auszuschließen.

5 Anwendung des Gefrierverfahrens

Für die geplanten Vereisungsmaßnahmen stehen die beiden Kopfbaugruben südlich und nördlich des Unterfahrbereiches zur Verfügung. Die Baugruben werden voraussichtlich durch Schlitzwände/Bohrpfähle umschlossen, die in den Muschelschluff als natürliche Dichtungsschicht mindestens 2 m einbinden.

Der Aushub unter dem Bahnhofesgebäude soll im Schutze zweier seitlicher Frostkörperwände, zwischen den beiden kopfseitigen Baugruben, ohne Druckluft und ohne äußere Grundwasserabsenkung ermöglicht werden. Da der Frostkörper die seitliche Baugrubenabdichtung bildet, muss er ebenfalls mindestens 2 m in den natürlichen Grundwasserstauer (Muschelschluff) einbinden.

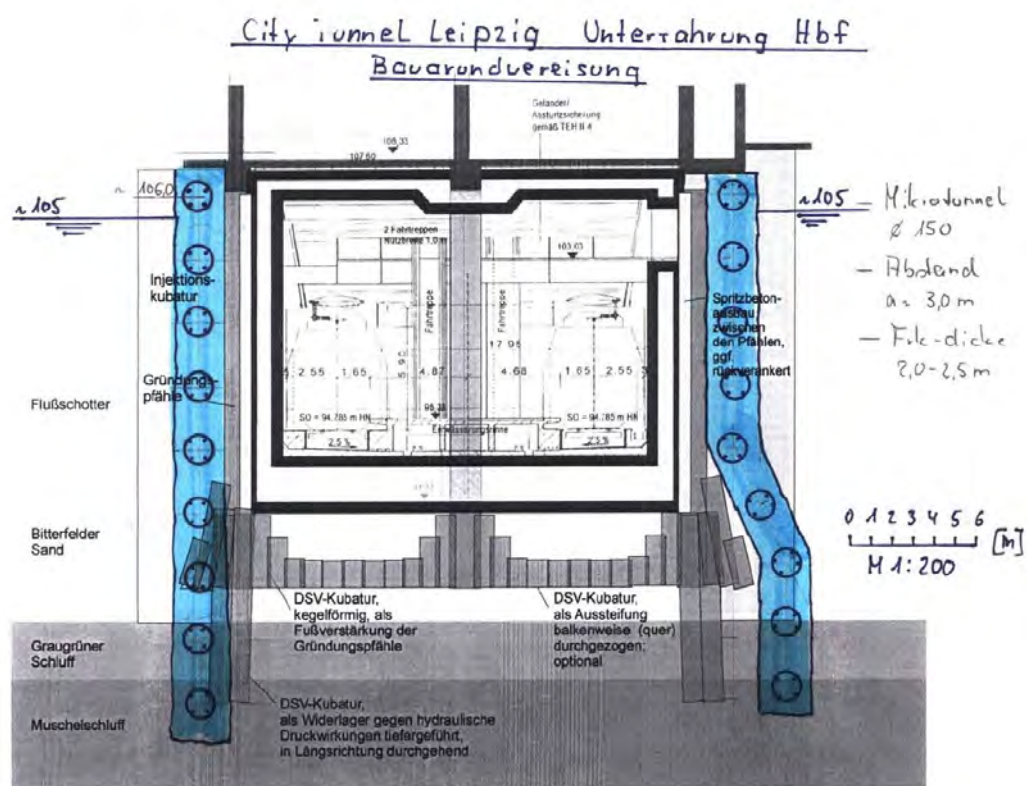


Abbildung 7: Vorüberlegungen Mikrotunnel für horizontale Gefrierrohre - Querschnitt

Die Wasserdruck- und Erddruckkräfte sollen für die einzelnen Auffahrabschnitte des geplanten Tunnels über den Frostkörper in Kombination mit einer rückverankerten Spritzbe-

bestand im oberen Bereich. Bei einem evtl. Steckenbleiben eines Vortriebs ist eine Bergung der Maschine von oben durch das vorhandene Bauwerk nicht möglich. Damit die Gefrierwände sicher in den Muschelschluff einbinden, sind sehr tiefe Baugruben für die untersten Mikrotunnel erforderlich. Auf diese tiefen Baugruben wirken sehr hohe Lasten aus dem 4-geschossigen Gebäude. Durch die große Tiefenlage besteht weiterhin die Gefahr, dass die Wasser stauende Schicht des Muschelschluffs durchbrochen wird und somit eine Kommunikation des unteren Grundwasserleiters mit dem oberen Grundwasserstockwerk erfolgt.

Diese Schwierigkeiten und Risiken führten dazu, dass der Einbau von vertikalen Gefrierrohren gewählt wurde. Hierzu sind vorab zwei Hilfsstollen unterhalb des Bahnhofesgebäudes herzustellen. Aus diesen Hilfsstollen mit einem Innendurchmesser von ca. $d_i = 2,4$ m heraus erfolgen dann die Bohrarbeiten gegen das drückende Wasser zum Einbringen der Gefrierrohre in den Untergrund. Um eine ausreichende Sicherheit und Tragfähigkeit der Gefrierwände zu erzielen, wurde eine Mindestdicke von 3 m angesetzt, so dass die Anordnung von zwei Gefrierrohrreihen je Hilfsstollen erforderlich ist, um die Frostkörperdicke aufzufrieren. In Abbildung 9 ist der Regelquerschnitt durch den tief liegenden Bauwerksbereich dargestellt. Die Pfähle der mittleren Reihe sind nach Aushub der obersten Meter durch Injektionen im Pfahlfußbereich zu verstärken, um die Tragfähigkeit während des Bauzustandes zu erhöhen. Bei den beiden äußeren Pfahlreihen im Bereich der Gefrierwände kann darauf verzichtet werden, da die Mantelreibung der Pfähle durch den Frostkörper wesentlich erhöht wird.

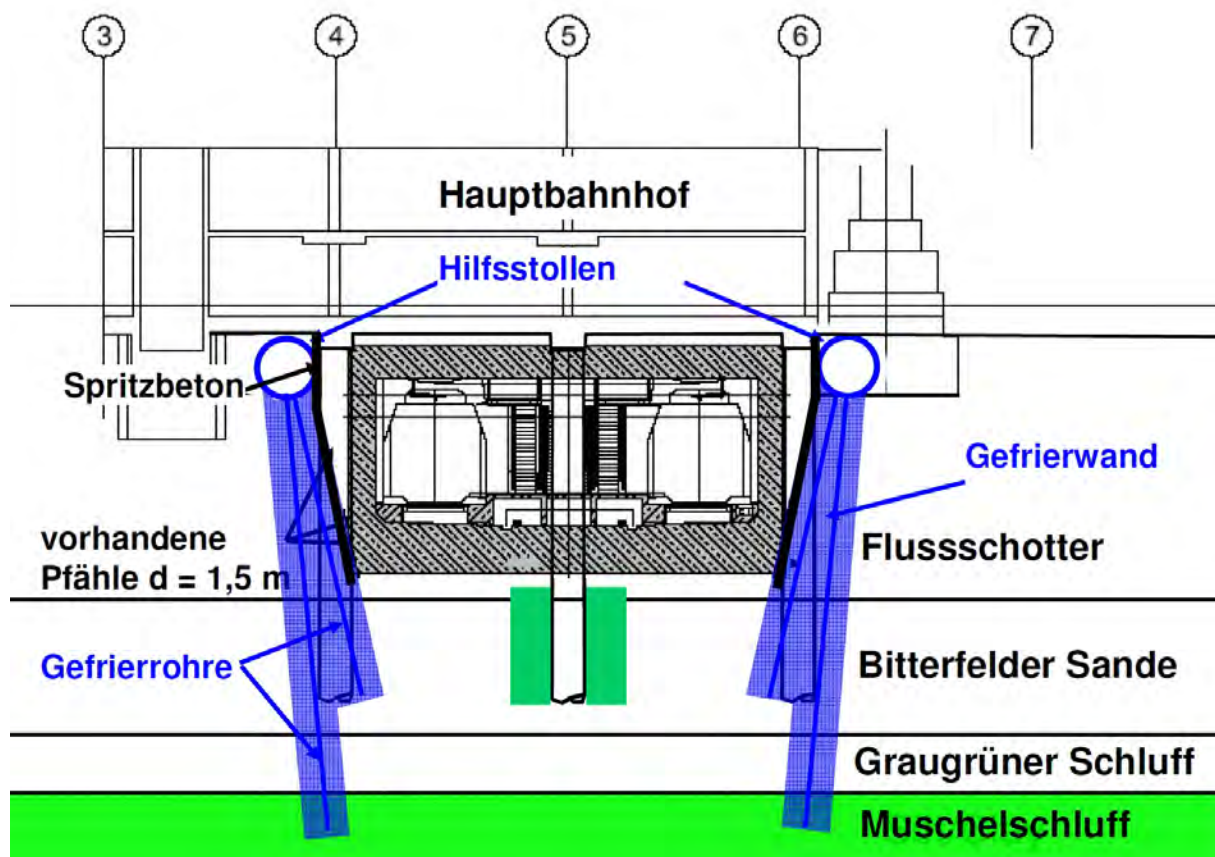


Abbildung 9: Regelquerschnitt vertikale Gefrierrohre mit Hilfsstollen

Abbildung 10 zeigt eine Draufsicht auf den zu erstellenden Tunnelabschnitt. Der westliche und östliche Vortrieb der Hilfsstollen erfolgt von Süden nach Norden aus den zusätzlichen kleinen Startbaugruben.

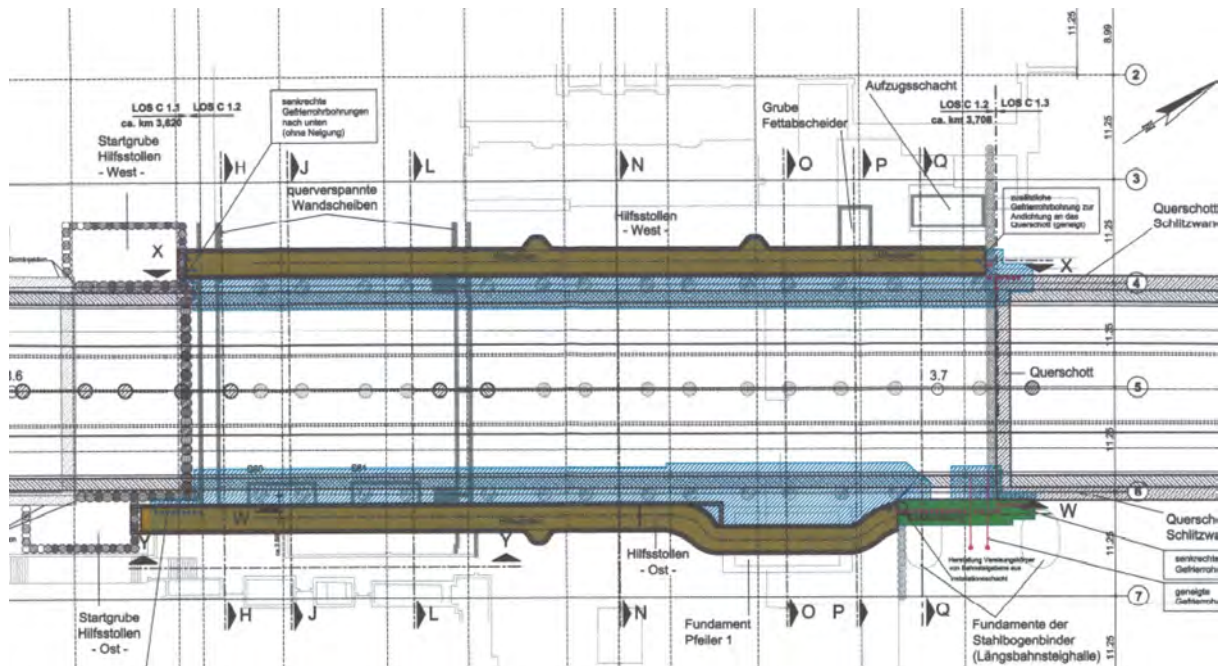


Abbildung 10: Draufsicht Hilfsstollen und Gefrierwände

6 Besonderheiten

Aufgrund der komplexen Randbedingungen ergibt sich eine Vielzahl von anspruchsvollen Punkten und Besonderheiten. Im Zuge dieses Aufsatzes wird auf zwei Besonderheiten eingegangen.

Beim südlichen Hilfsstollen erfolgt der Vortrieb unmittelbar unterhalb eines hoch belasteten Pfeilerfundamentes. Um ungleichmäßige Beanspruchungen des Fundamentes zu vermeiden, ist der Vortrieb des Hilfsstollens in diesem Bereich mittig unter das Fundament zu verschwenken (siehe auch Abbildung 10). Hierdurch entfernt sich der Hilfsstollen von der äußeren Pfahlreihe und die Gefrierrohranordnung ist in diesem Bereich entsprechend anzupassen, um den erforderlichen Frostkörper herstellen zu können. In Abbildung 11 ist der Bereich unterhalb des großen Fundamentes mit der angepassten Anordnung der Gefrierrohre dargestellt. Abbildung 12 zeigt ein Foto des entsprechenden Pfeilers.

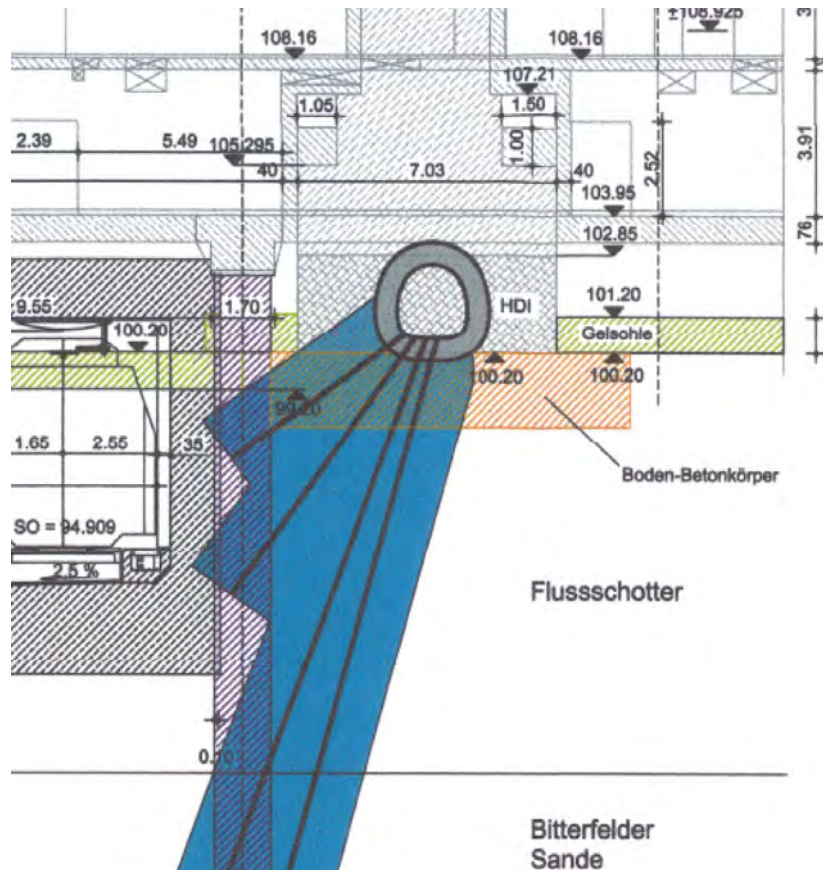


Abbildung 11: Detail - Querschnitt unterhalb des Pfeilerfundamentes



Abbildung 12: Bogenträger mit Pfeiler

Im Zuge der Baugrunderkundungen wurden auch Messungen der Grundwasserfließgeschwindigkeiten mit Hilfe von Tracerversuchen durchgeführt. Anhand der Messungen ergaben sich Geschwindigkeiten zwischen ca. $v = 0,2$ und $1,4$ m/d für das während der Bauausführung vorhandene Grundwassergefälle. Anhand der Ermittlungen der Durchlässigkeiten des Flussschotters auf Basis der Kornverteilungen sind allerdings örtliche höhere Grundwasserfließgeschwindigkeiten an der Basis des Flussschotters von bis zu mehr als 10 m/d nicht auszuschließen. Um diesem Risiko Rechnung zu tragen, werden die zweireihig angeordneten Gefrierrohre auf Lücke gesetzt, so dass sich bei dem Regelabstand von $1,2$ m bei jeder Reihe ein Abstand von ca. $0,6$ m ergibt. Nach den analytischen Verfahren von Sanger/Sayles und Khakimov können die für das Aufgefrieren kritischen Grundwasserfließgeschwindigkeiten in Abhängigkeit des Bodens, des Gefrierrohrabstandes und der Gefrieretemperatur errechnet werden. In Abbildung 13 sind die Ergebnisse dieser Berechnungen als Kurven aufgetragen. Bei den vorhandenen Randbedingungen ergibt sich eine beherrschbare Grundwasserfließgeschwindigkeit von ca. $v = 9$ bis 15 m/d. Als zusätzliche Sicherheit wird im Zuge der Bohrarbeiten für die Gefrierrohre eine zementhaltige Bohrspülung unter Druck in den Boden eingebracht. Aufgrund des Bohrabstandes von ca. $0,6$ m wird hierdurch die Durchlässigkeit der kritischen groben Lagen an der Basis des Flussschotters deutlich reduziert und somit auch die Gefahr zu hoher Grundwasserfließgeschwindigkeiten vermieden.

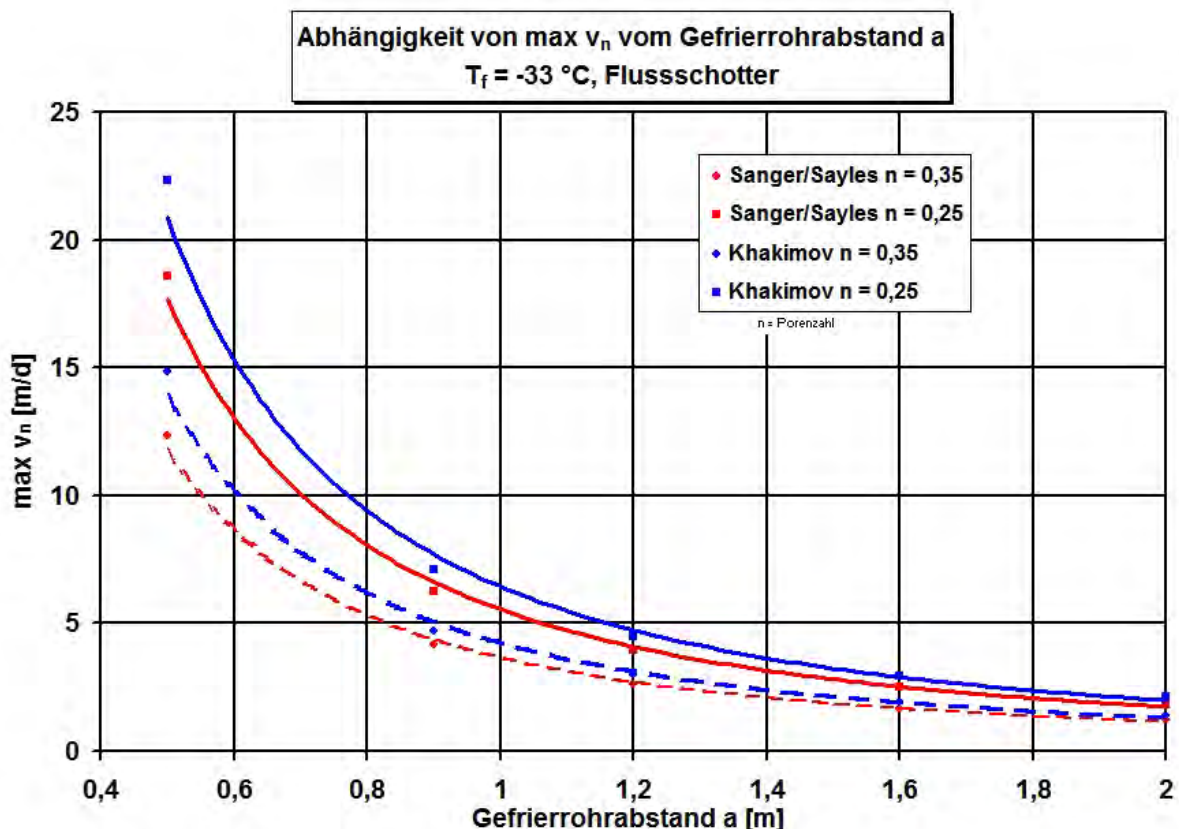


Abbildung 13: Grundwasserfließgeschwindigkeit in Abhängigkeit des Gefrierrohrabstandes

7 Zusammenfassende Daten

Abbildung 13 zeigt eine Grafik des fertig gestellten Tunnelabschnittes und S-Bahnhofes unterhalb des Bahnhofesgebäudes. Um dieses Bauvorhaben unter den vorhandenen komplexen Randbedingungen sicher und wirtschaftlich verwirklichen zu können, wurde der Einsatz des Gefrierverfahrens gewählt. Nachfolgend sind die relevanten Daten für die Erstellung der Gefrierwände noch einmal zusammenfassend aufgeführt:

- Frostkörperlänge: ca. 80 m
- Frostkörperdicke: $d \geq 3,0$ m
- Gesamt-Frostkörpervolumen: ca. 13.600 m³
- Anzahl Gefrierrohre: ca. 400
- Gesamtlänge Gefrierrohre: ca. 6.900 m
- Anzahl Temperaturmessrohre: ca. 90
- Gesamtlänge Temperaturrohre: ca. 1.400 m
- Anzahl Temperaturmessgeber: ca. 600 Stk.
- Gefriertemperatur (Sole): $T \leq - 35$ °C

8 Literatur

"Marktplatz Leipzig Hauptbahnhof", Helge-Heinz Heinker, 2. erw. Aufl. - Stoneart-Verlag., 1999
Unveröffentlichte Projektunterlagen
Website www.city-tunnel.de

Die neue Unterinntalbahn

Erfahrungen mit Maßnahmen zur Bodenverbesserung

Dipl.-Ing. Johann Herdina
Brenner Eisenbahn GmbH

1 Projektbegründung

Die Verkehrszahlen sind ein unumstößlicher Beweis für den ständig steigenden alpenquerenden Güterverkehr. Die derzeit verfügbaren Infrastrukturen sind zwar in der Lage der heutigen Nachfrage ausreichende Kapazitäten zu bieten, doch der zukünftigen Wachstumsentwicklung sind sie nicht gewachsen, da keine Reserven mehr vorhanden sind. Hinzu kommt, dass das unterfertigte Verkehrsprotokoll der Alpenkonvention den ungehinderten Ausbau der Straßeninfrastruktur nicht mehr zulässt.

Aus diesem Grund ist die europäische Politik bestrebt die Eisenbahnachsen Moncenis, Lötschberg und Gotthard (NEAT) und Brenner zu leistungsfähigen Verkehrsträgern auszubauen.

Nur mit Hilfe eines derartigen Ausbaus wird es zukünftig möglich sein, der Verkehrsnachfrage gerecht zu werden und auch den Modal-Split in Richtung Schiene zu verbessern.

2 Projektübersicht Neue Unterinntalbahn

Die neue Unterinntalbahn reicht von Baumkirchen bis Brannenburg und ist Teil der TEN-Achse Berlin – Palermo, die von der EU als prioritäres Ausbauprojekt Nr. 1 eingestuft wurde. Zurzeit ist der so genannte erste Abschnitt der neuen Unterinntalbahn, der von Baumkirchen bis Kundl/Radfeld reicht, zu 70% bereits in Bau. Der schrittweise Ausbau der Gesamtachse führt zu unterschiedlichen Ausbaustadien, so sind z.B. die Hochleistungsstrecken Berlin-Halle/Leipzig, Florenz-Rom und Rom-Neapel bereits in Betrieb, andere Abschnitte wie zB Nürnberg-Ingolstadt, Verona-Bologna, Bologna-Florenz aber auch die Brücke über die Straße von Messina sind in Bau (siehe *Bild 1*). Schon bald können weitere Abschnitte in Betrieb genommen werden, wie z.B. die Strecke Nürnberg-Ingolstadt, die rechtzeitig für die Fußballweltmeisterschaft in Deutschland im Jahre 2006 fertig gestellt wird, oder Verona-Bologna im Jahr 2008 und Bologna-Florenz 2007. Deutschland, Österreich und Italien investieren hohe Summen im Schienenausbau, um hier eine wettbewerbsfähige Nord-Südverbindung zu schaffen.

Ausbaumaßnahmen TEN - Achse Berlin - Neapel - Palermo



In Betrieb

- Berlin – Leipzig / Halle
- München – Grafing
- Circonvallazione Sud Innsbruck / Umfahrung IBK Süd
- Florenz - Rom
- Roma – Neapel
- Fiumetorto - Palermo

In Bau

- Leipzig / Halle – Erfurt
- Erfurt – Nürnberg
- Nürnberg– München
- Baumkirchen – Kundl/Radfeld
- Verona – Bologna
- Bologna – Florenz
- Neapel – Salerno
- Messina (*) - Patti
- Castelbuono - Fiumetorto

In Planung

- Grafing – Kiefersfelden
- Brannenburg - Kundl/Radfeld
- Brenner Basistunnel
- Franzensfeste - Verona
- Salerno -Reggio Calabria – Brücke von Messina
- Patti - Castelbuono

(*) Die Strecken S.F. del Mela-T.Vigliatore und Villafranca-Messina sind in Betrieb



Bild 1: Ausbaumaßnahmen TEN Achse Nr. 1

In Österreich unterscheidet man drei Ausbaumaßnahmen:

1. der 1. Abschnitt der neuen Unterinntalbahn von Baumkirchen nach Kundl/Radfeld.
Zurzeit sind fast 28 km von den 40 geplanten Ausbaukilometern in Bau.
2. der Brenner Basistunnel, der in der Verantwortung der grenzüberschreitenden europäischen Gesellschaft BBT SE liegt und sich in einer vertieften Planungsphase befindet.
3. der 2. Abschnitt der neuen Unterinntalbahn von Kundl/Radfeld bis zur Staatsgrenze nach Deutschland, in dem momentan die Machbarkeitsstudie aus dem Jahr 1993 einer Aktualisierung zugeführt wird.

Die Kerndaten für den 1. Abschnitt im Unterinntal sind eine 40 km Neubaustrecke mit 3 Verknüpfungsstellen zur Bestandsstrecke, ausgelegt auf eine Höchstgeschwindigkeit von 250 km/h. Aufgrund der angetroffenen geographischen Randbedingungen durch Bevölkerungs- und Wirtschaftszentren im Unterinntal, dem Verlauf des Inns, der bestehenden Eisenbahnstrecke und der Autobahn, und dies alles in einem verhältnismäßig engen alpinen Tal, war es schwierig eine den Umweltbedingungen angepasste Trasse zu finden, die allen Anforderungen gerecht werden konnte. Am Ende kam es zu einer Trassenfestlegung als fast durchwegs unterirdische Trasse, die mehr einer Hochgeschwindigkeits-U-Bahn in einem alpinen Tal gleicht, als den herkömmlichen Vorstellungen einer ausgebauten Eisenbahnstrecke. Nachdem im Zuge des eisenbahnrechtlichen Genehmigungsverfahrens diese Trasse auch behördlich genehmigt wurde, wurden verschiedene Ausschreibungen und Lose

definiert. Mittlerweile sind 10 Baulose vorgesehen, deren Grenzen durchwegs aufgrund von Wechseln in Bauverfahren festgelegt wurden. Nun kommen in der Erstellung dieser Bau- maßnahmen sehr viele der bekannten Spezialtiefbauverfahren zur Anwendung, von Spund- wandarbeiten über Schmalwände, Bohrpfahlwände, Schlitzwände zu Deckelbauweisen, von NÖT-Vortrieben zu großen Maschinenlosen. In einzelnen Abschnitten werden auch bekannte Verfahren in bisher noch nicht üblichen Kombinationen angewendet, wie z.B. das Hochdruckbodenvermörtelungsverfahren aus einer druckluftbeaufschlagten Kalotte heraus. Ein kurzer Überblick über die 10 Baulose gibt Ihnen einen Eindruck:

Trassengesamtübersicht und Baubeginn

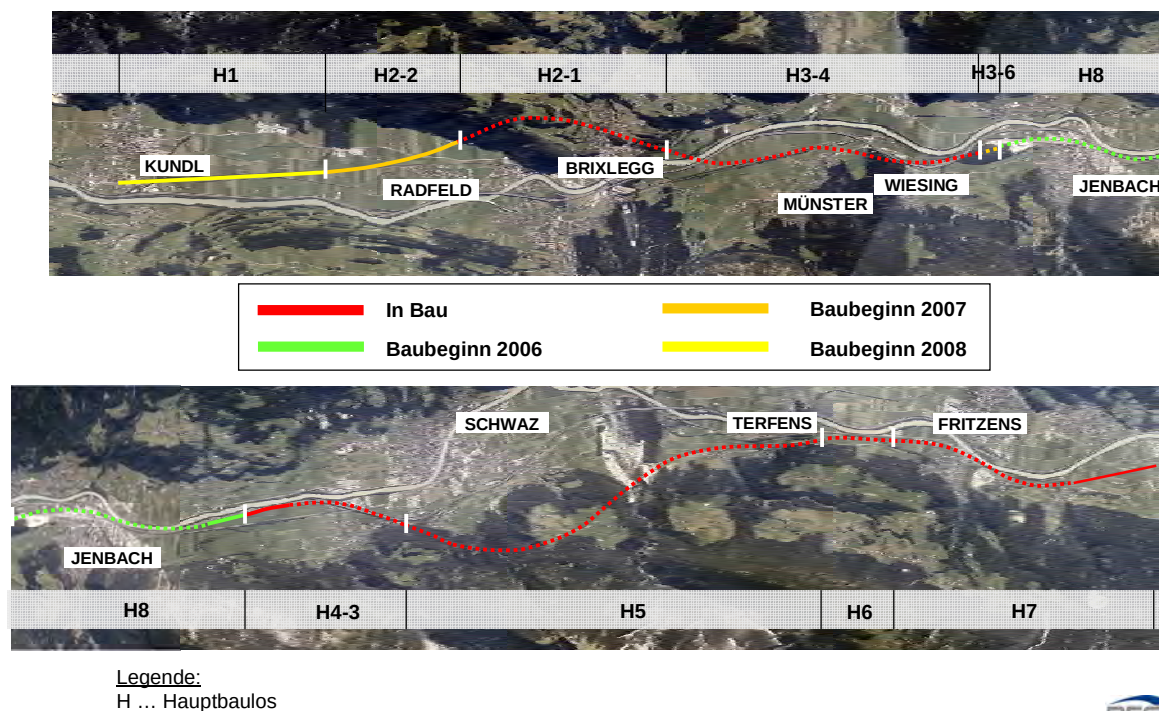


Bild 2: Trassengesamtübersicht 1. Abschnitt

Während das noch nicht ausgeschriebene Baulos H1 Verknüpfung Radfeld ein Erdbaulos ist, handelt es sich bei dem Baulos H2-2 Radfeld – Brixlegg um eine offene Bauweise im Grundwasser und beim Baulos H2-1 Radfeld – Brixlegg um einen nach den Regeln der NÖT (Neue österreichische Tunnelbauweise) hergestellten Tunnel. Zu erwähnen ist im Baulos H2-1 der nach erfolgter Wiederaufspiegelung doch verhältnismäßig hohe Wasserdruck von 6 bar, der auf die Innenschale wirken wird.

Im Anschluss wird das Baulos H3-4 Münster – Wiesing als Maschinenlos mit einer Gesamtlänge von 5.746 m mit einer Hydroschildmaschine aufgefahren, wobei hier ein Außendurchmesser von 13,08 m vorgesehen ist.

An dieses Hydroschildlos grenzt Richtung Osten das kürzeste Los H3-6 Tiergartentunnel mit 717 m an. Dabei handelt es sich um einen kurzen NÖT-Tunnel in einem Festgesteinsblock.

Daran schließt wiederum das Baulos H8 Jenbach - Stans, in dem neben einer weiteren Schildfahrt auch die Herstellung der Verknüpfung der Neubaustrecke mit der Bestandsstrecke in Stans ausgeschrieben ist. Bei diesem Los ist besonders zu erwähnen, dass das Schild mehrere wichtige Verkehrsträger, wie z.B. die Autobahn und die ÖBB Bestandsstrecke, aber auch die Verkehrsanlagen der Zillertalbahn, in sehr seichter Lage unterfährt.

Im Baulos H4-3 Stans/Fiecht kommen für die Unterfahrung der Autobahn und der Eisenbahnbestandsstrecke eine Sonderbauweise mit Hochdruckbodenvermörtelung, genauso wie herkömmliche Baugruben mit Unterwasserbetonsohlen, zur Ausführung. In diesem ca. 2.600 m langen Baulos wird die Autobahn zwei Mal schleifend gequert. Maßgeblich für dieses Los sind die sehr enge Führung der bestehenden und neuen Infrastrukturanlagen im Inntal auf der gesamten Bauloslänge und die damit verbundenen schwierigen Ausführungsphasen.

Im Anschluss daran kommt gegen Westen das längste Los des 1. Abschnittes der neuen Unterinntalbahn zur Ausführung. Dabei handelt es sich um das Baulos H5, dem Tunnel Vomp/Terfens mit einer Gesamtlänge von 8.380 m. Hier sind die Bauarbeiten bereits sehr weit fortgeschritten und es ist mit einer Fertigstellung der noch laufenden Vortriebsarbeiten im Frühjahr 2007 zu rechnen. Zurzeit wird ein schwieriger Abschnitt im Übergang vom Fels zum Lockermaterial unter der Talflur des Inns mit Druckluftunterstützung aufgefahren.

Im Anschluss an diese Baustelle wird das zweitkleinste Los mit einer Gesamtlänge von 1.330 m, das Baulos H6 – Galerie Terfens, errichtet. Im Zuge der Bauarbeiten für diese Galerie sind auch erhebliche Böschungssicherungsarbeiten erforderlich gewesen.

Als letztes Baulos ist das Baulos H7 Fritzens - Baumkirchen mit einer Gesamtlänge von 5.287 m zu erwähnen. In diesem Baulos kommen hauptsächlich Deckelbauweisen unter Drucklufteinsatz zur Ausführung, wobei aber auch eine 450 m lange Querung unter dem Bahnhof Fritzens mittels NÖT und unter Anwendung von horizontaler Hochdruckbodenvermörtelung ausgeführt wird.

3 Maßnahmen zur Bodenverbesserung

Wie bereits erwähnt kommen in den diversen Baulosen des Unterinntals verschiedenste spezielle Tiefbauverfahren zur Anwendung. Zur Bodenverbesserung werden neben Injektionsmaßnahmen in den Tunnelvortrieben auch extensiv Rohrschirmanwendungen herangezogen und hauptsächlich Düsenstrahlverfahren für verschiedenste Abdichtungsmaßnahmen. Beim Düsenstrahlverfahren kommen die bekannten Ein- bzw. Drei-Phasen-Verfahren respektive single und triplex-jetting-Verfahren zum Einsatz, wobei das Ein-Phasen-System für horizontale Voraussicherungen zur Anwendung kommt, während das Drei-Phasen-System bei den vertikalen Bodenverbesserungen seinen Einsatz findet. Bei dem gerade in der Angebotsprüfung befindlichen Baulos H8 Jenbach werden im Zuge der Schildvortriebe im Anschluss für die Rettungstollen extensive Dichtblöcke mit dem Düsenjetverfahren als eine mögliche Ausführungsvariante ausgeschrieben.

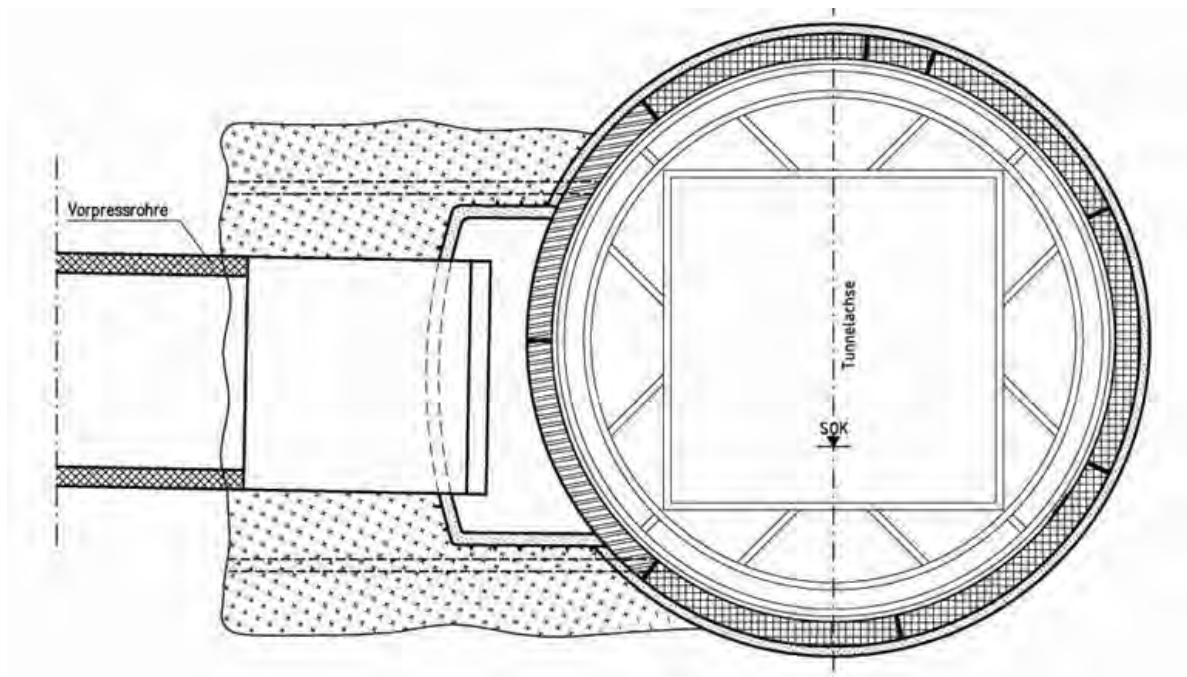


Bild 3: Los H8 HDBV Dichtblock im Bereich des Anschlusses des Rettungsstollen an den Haupttunnel

In diesem Fall sollen die Dichtblöcke senkrecht bzw. leicht geneigt von der Oberfläche hergestellt werden.

Eine besonders intensive Anwendung des Düsenstrahlverfahrens findet im Baulos H4-3 Stans aufgrund der dort vorgefundenen Randbedingungen statt:

- Trasse in der Talflur des Innerts
- Unterquerung von Hauptverkehrsträgern
- Baugrund: weitgestufte sandige Kiese
- Grundwasser unmittelbar unter Gelände
- Durchlässigkeiten zwischen $K_f = 10^{-2}$ bis 10^{-4} m/s
- keine Grundwasserabsenkung zulässig
- keine stauenden Schichten in erreichbarer Tiefe
- der Grundwasserspiegel ca. 2,5 bis 4,5 m über Firste

Aufgrund der Zugänglichkeit von obertage wurde seitens des Planers eine Bodenverbesserung von obertage ausgewählt.

Nun ergibt sich ein Sicherungs- und Vortriebskonzept für das Baulos Stans mit einer ringförmigen Umschließung im DSV-Verfahren mit Querschotten alle 20 m, mit einer Dichtheitskontrolle zwischen diesen Querschotten vor Vortriebsbeginn, ein Kalottenvortrieb unter Druckluftbeaufschlagung mit einer max. Druckhöhe von 1,1 bar und ein Vortrieb in der Strosse und Sohle ohne Druckerhöhung nach Überprüfung der Dichtigkeit. Dieses aufwändige und kostspielige Vortriebsverfahren ist aufgrund der Beengtheit der Verhältnisse und der Bündelung der Verkehrsinfrastrukturen im Bereich des Unterinnerts erforderlich.

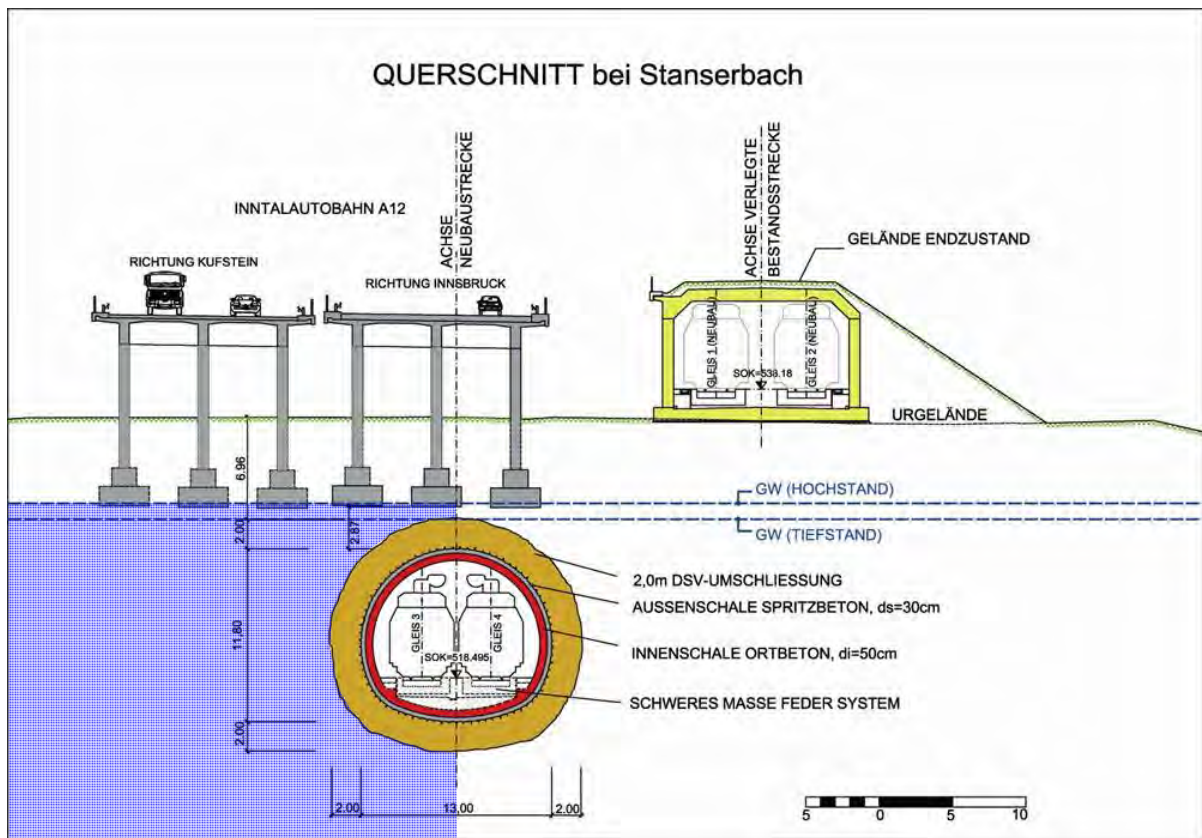


Bild 4: Querschnitt bei Stanserbach

Die Umschließung des geplanten Hohlraums mit DSV-Säulen erfolgt anhand von exakten Stichplänen, um die erforderliche Überlappung von min. 10 cm im Zwickel zu gewährleisten. Die Brenner Eisenbahn GmbH hat bereits in der Ausschreibung die Erstellung von Probesäulen in einem Probefeld vorgeschrieben, um die Wirksamkeit der Bodenmaßnahme überprüfen zu können und die Jet-Parameter festzulegen.

Seit November 2005 wurden verschiedene Probesäulen hergestellt und seitens der BEG begutachtet. Es konnte festgestellt werden, dass in den Probefeldern die geforderten Säulendurchmesser von 1,50 m überall erreicht wurden und somit die Machbarkeit in den anstehenden Bodenverhältnissen gegeben ist.

Im Bereich des Bauloses H5 war neben anderen schwierigen Bauabschnitten auch die Unterfahrung des Grandlbaches in der Nähe eines Wohnhauses erforderlich. Bei einer gegebenen minimalen Überdeckung von unter 1 m zur Sohle des Bachgerinnes wurde der Tunnel in diesem Bereich mit dem Einbringen eines doppelten Rohrschirms in der Kalotte aufgeföhren. Mit den eingesetzten Voraussicherungsmaßnahmen konnten die Vorgaben hinsichtlich Setzung eingehalten werden. Die Bohrarbeiten für die Rohrschirme konnten aufgrund der Lärmbelastungen im angrenzenden Haus nur während des Tages durchgeführt werden, um hier für die Anwohner erträgliche Verhältnisse sicherzustellen.

Im Baulos H7 Fritzens – Baumkirchen kommt ebenfalls für die schleifende Unterfahrung des Bahnhofes das Hochdruckbodenvermörtelungsverfahren zum Einsatz. In diesem Fall wird aus einer in Abhängigkeit vom jahreszeitlichen Grundwasserstandes mit Druckluft beaufschlagten Kalotte mit sehr geringen Druckhöhen von max. 0,6 bar ein DSV-Körper aus

horizontalen Jet-Pfählen angefertigt. Für das Auffahren der Strosse und Sohle werden jeweils unter Erhöhung der Druckstufe und nach Vorbehandlung des Bodens im Bereich der Ulme mittels DSV-Verfahrens diese Bereiche aufgefahren. Auch hier wurde seitens der BEG ein Probefeld mit Probesäulen bereits in der Ausschreibung vorgesehen. Um die Herstellungsbedingungen möglichst nahe an die tatsächlichen Herstellungsbedingungen heranzuführen wird dieses Probefeld im Bereich des ersten Kalottenabschnittes aus dem davor gebauten Deckelabschnitt errichtet. Weiters hat die BEG gemeinsam mit dem Planer festgelegt, dass der Beginn der Strecke mit horizontaler DSV-Körper so weit vor der Bahnhofsunterfahrung ist, damit auch während der Herstellung der ersten drei Abschnitte noch die Feineinstellung der Parameter für die Bodenvermörtelung optimiert werden kann ohne den Eisenbahnverkehr auf der Bestandsstrecke im Unterinntal zu beeinflussen.

Im Baulos H7 wurden bereits für 2 Rettungsschächte die Herstellung von einer DSV-Sohle erfolgreich ausgeführt und in diesen Bereichen sind die Betonarbeiten für die Schachtherstellung und Rettungstollenherstellung bereits voll im Gang.

4 Zusammenfassung

Aufgrund der Lage und Trassenwahl des ersten Abschnittes der Unterinntaltrasse im Bereich Kundl/Radfeld – Baumkirchen sind an mehreren Stellen technisch schwierige Bereiche aufzufahren. In diesen Bereichen sind die Bodenverhältnisse über geeignete Maßnahmen zu verbessern. Die ersten Erfahrungen mit den angewandten Maßnahmen und die erstellten Probefelder lassen die BEG als Bauherrn mit Zuversicht auf die technischen schwierigen Aufgaben im Unterinntal blicken.

5 Literatur

- [1] Fink A., Gangkofner T., Schretter K., Herdina J.:
Planung und Bau der Unterinntal-Strecke zum Brenner Basistunnel. Bauingenieur, Springer-VDI-Verlag GmbH & Co. KG, S. 362 – 373, Düsseldorf, Band 80, Juli / August 2005.
- [2] Herdina J., Gangkofner T., Schretter K.:
Inn Valley tunnelling blazes Brenner trail. Tunnels & Tunnelling International, S. 14 – 16, Sidcup/UK, September 2004
- [3] Feistmantl K., Keinprecht M., Bonapace P. und Braun M.:
Tunnelvortriebe im Schutz von DSV-Sicherungen. Felsbau Rock and Soil Engineering, VGE Verlag Glückauf Essen, S. 149 – 155, Essen, Band 23 (Nr. 5), 2005.
- [4] Herdina J.:
Tunnelbautechnische Höhepunkte bei der Errichtung der Unterinntaltrasse. Tunnelbau Beiträge aus Forschung und Praxis, Festschrift Univ.-Prof. Schneider. Books on Demand GmbH, S 187 – 201, Norderstedt, 10/2005.
- [5] Herdina J.:
Spritzbetonarbeiten an den Tunnelbaustellen der BEG, Berichtsband der 8. internationalen Fachtagung, Alpbach 26./27. Januar 2006. Prof. Dipl.-Ing. Dr. Wolfgang Kusterle. Institut für Betonbau, Baustoffe und Bauphysik der Universität Innsbruck, S 73 – 80, Hall, 2006.

Zweite S-Bahn-Stammstrecke München mit dem tief liegenden Haltepunkt Marienhof

Dipl.-Ing. A. Scheller
DB-Projektbau GmbH, Projektzentrum München 2

Prof. Dr.-Ing. N. Vogt
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

Dipl.-Ing. G. Pelz
Zentrum Geotechnik, Technische Universität München

1 Projektübersicht

Die 2. S-Bahn Stammstrecke ist nicht nur eine der bedeutendsten und wichtigsten Infrastrukturmaßnahmen der Zukunft für München, sie ist auch eine in allen Belangen technische und bautechnische Herausforderung, wie sie vergleichsweise im innerstädtischen Bereich in Deutschland mit keinem Projekt vergleichbar ist.

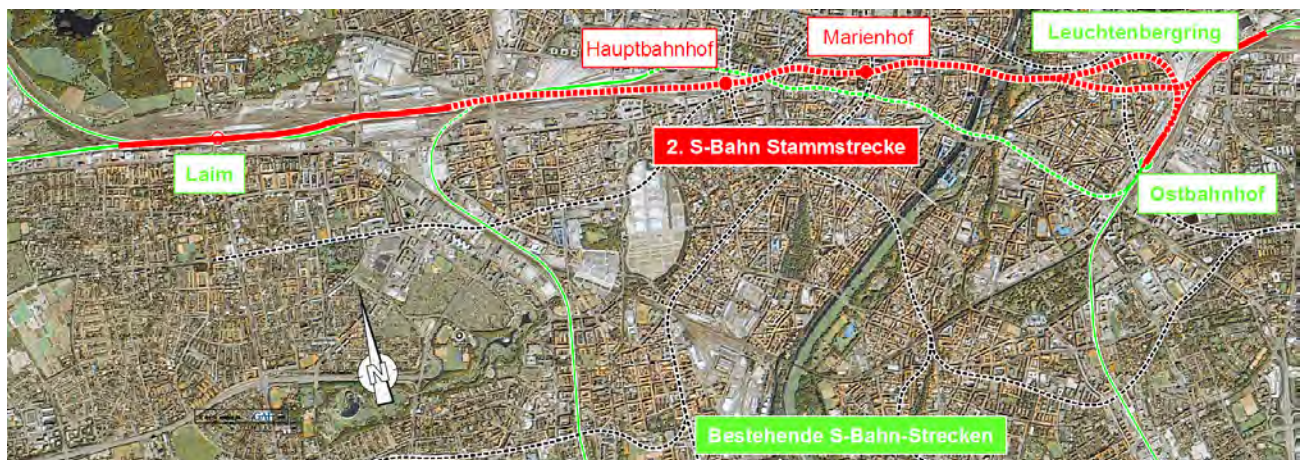


Bild 1: Gesamtübersicht der Trasse der zweiten S-Bahn-Stammstrecke

Die Trasse der neu zu bauenden Strecke beginnt am Bahnhof Laim (Bild 1). Östlich des Bahnhof Laim ist ein Überwerfungsbauwerk angeordnet, das die optimale Verknüpfung der bestehenden und der 2. S-Bahn-Stammstrecke erlaubt. Anschließend führt die Trasse weiter in Richtung Innenstadt über eine Eisenbahnüberführung in Form einer 100 m langen Stabbogenbrücke, unterquert die Friedenheimer Brücke und erreicht 300 m westlich der Donnersbergerbrücke das Westportal des Tunnels (Bild 2). Von dort aus taucht die Trasse in zwei parallel verlaufende, eingleisige Tunneln ab, die im maschinellen Schildvortrieb aufgeföhren werden, und erreicht zentral unter dem Hauptbahnhof die gleichnamige Station in einer Tiefe von ca. 40 m (Schienenoberkante). Die Trasse unterquert anschließend in Richtung Osten die U1/2 am Bahnhofsvorplatz und die U4/5 am Karlsplatz/Stachus in einer vertikalen Distanz von ca. 7,70 m, passiert in 30 m Abstand die Frauenkirche und erreicht am Marienhof den ebenfalls in rd. 40 m Tiefe (Schienenoberkante) gelegenen

zweiten unterirdischen Haltepunkt. Von hier aus führt die Trasse unter der Maximiliansstraße in Richtung Osten unter der Isar hindurch zum Verzweigungsbauwerk am Max-Weber-Platz. Der in bergmännischer Bauweise zu erstellende Hauptast führt in einem 300 m Radius Richtung Ostbahnhof, wobei die U5 noch einmal unterfahren wird und erreicht in der Gleisanlage am Ostbahnhof wieder die Oberfläche.

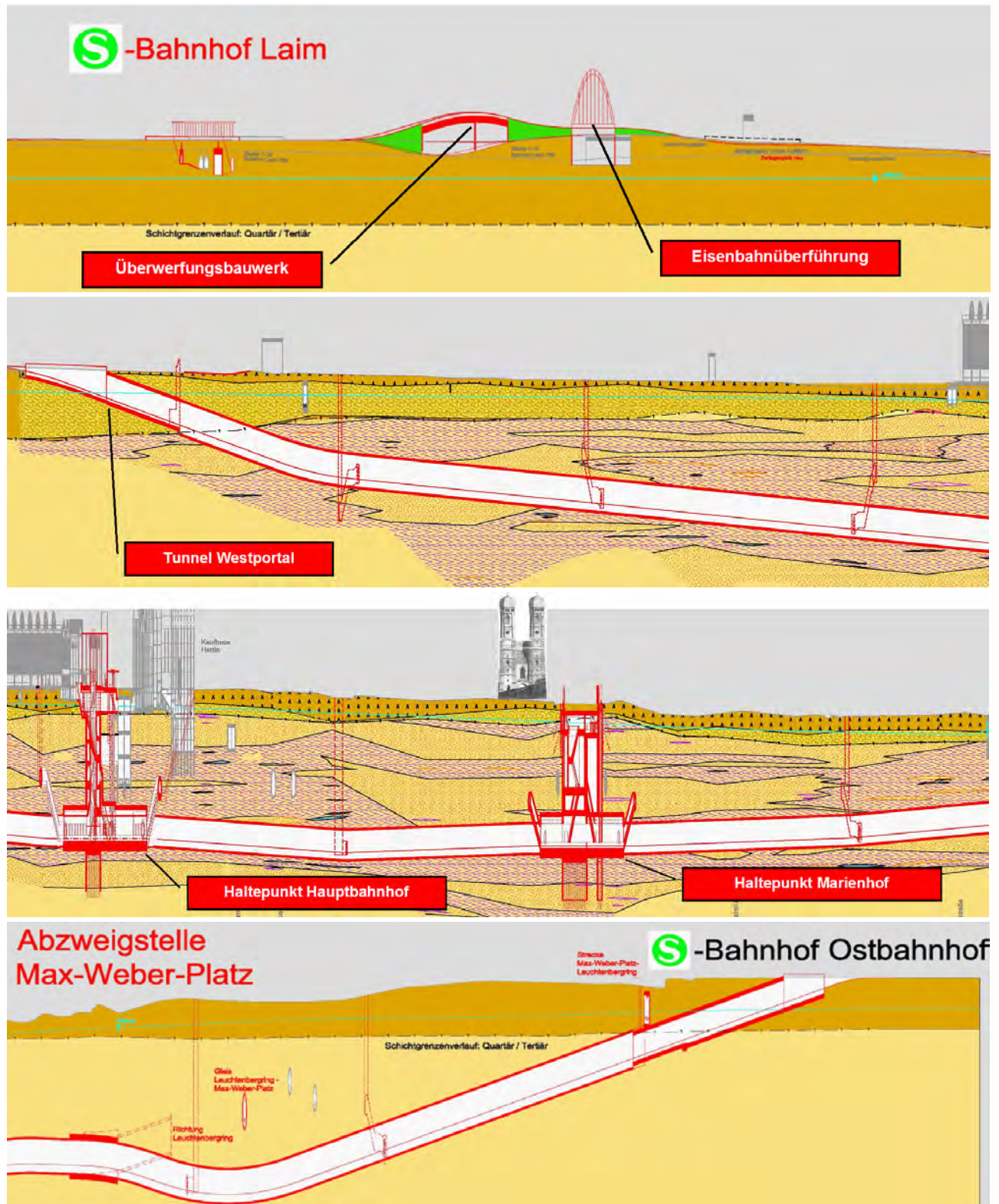


Bild 2: Gesamtübersicht der Gradiente der zweiten S-Bahn-Stammstrecke

Der Nebenast in Richtung Leuchtenbergring überquert die U5 und verläuft unterhalb der Kirchenstraße zum Haidenauplatz, wo der Hauptast gekreuzt wird. Er taucht ebenfalls im Bereich der Gleisanlage wieder auf. Der Abschnitt in der Kirchenstraße wird aufgrund der geringen Überdeckung in einer offenen bzw. Deckelbauweise erstellt.

2 Tunnelbaumaßnahmen

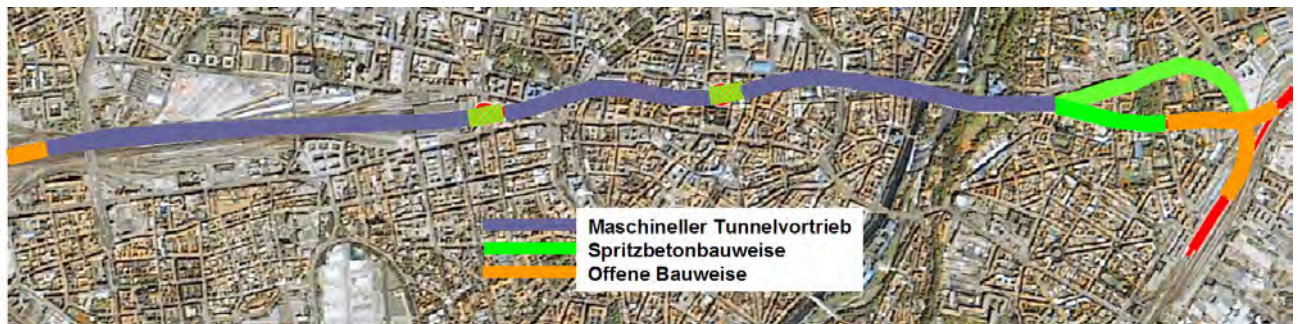


Bild 3: Gesamtübersicht der Tunnelbaumaßnahmen

Von den über 14 km Streckentunnel werden knapp 13 km bergmännisch aufgeföhren und ein Teilstück in offener Bauweise (Bild 3). Die Zentralen Zugangsbauwerke der unterirdischen Stationen am HBF und Marienhof werden ebenfalls in offener bzw. Schlitzwand-Deckelbauweise erstellt. Auf Grund der Streckenlänge werden die parallel laufenden Tunnel mit je 4,6 km Länge mit 2 Schildvortriebsmaschinen aufgeföhren.

Der maschinelle Vortrieb beginnt westlich der Donnersbergerbrücke und endet an der Abzweigstelle beim Max-Weber-Platz. Gleichzeitig werden die 4 Tunnelröhren des Haupt- und Nebenastes ab der Abzweigstelle in Spritzbeton mit Druckluftstützung auf insgesamt knapp 4 km Gesamtlänge aufgeföhren.

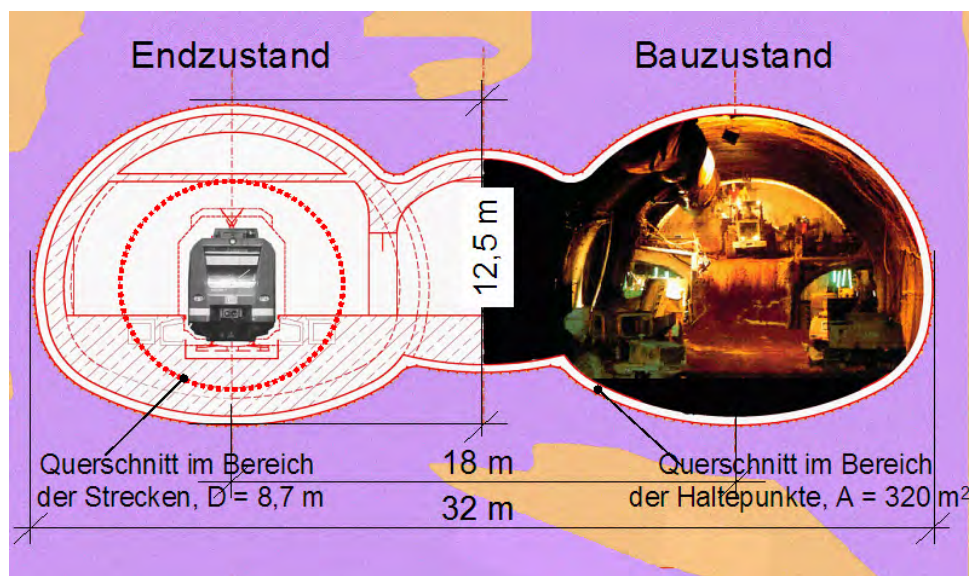


Bild 4: Tunnelquerschnitt in den Strecken und im Bereich der Haltepunkte

Der Ausbruchquerschnitt der getrennten Streckentunnel beträgt je ca. 66,5 m², der der unterirdischen Stationen, die teils in offener, hauptsächlich jedoch in Spritzbetonbauweise aufgeföhren werden, rd. 320 m² (Bild 4).

3 Projektspezifische Baugrunduntersuchungen

Im Zuge der Baugrunderkundung wurden insgesamt 119 Aufschlussbohrungen nach DIN 4021 im Rammkern- bzw. Rotationskernbohrverfahren mit Bohrdurchmessern von 146 mm bis 360 mm und Tiefen von 17 m bis 71 m unter Ansatzpunkt abgeteuft. In der Summe wurden bis zum Zeitpunkt dieses Berichtes über 5200 Bohrmeter für die Baumaßnahme 2. S-Bahn Stammstrecke München niedergebracht. 73 Bohrungen wurden als Ein- bis Vierfachgrundwassermessstellen (GWM) ausgebaut. Die Baugrundaufschlüsse wurden dabei in verschiedene Erkundungsbohrprogramme (EKB) aufgeteilt und die gewählten Untersuchungsabstände jeweils auf die gestellte Planungsaufgabe und den hierzu notwendigen Aussagetiefgang ausgerichtet.

Das 1. EKB wurde bereits im Zeitraum von März bis August 2004 durchgeführt und diente zur flächenhaften Erkundung des Baugrundes im Einflussbereich der Baumaßnahme. Hierbei wurde annähernd ein konstantes Aufschlussraster über die gesamte Strecke gewählt.

Das 2. EKB wurde im Zeitraum von Februar bis August 2005 durchgeführt und diente zur verdichtenden Erkundung für gesonderte Fragestellungen, besonders im Bereich der Haltestellen, Rettungsschächte und Sonderbauwerke. Im Bereich von Umplanungen (z.B. aufgrund von Lageverschiebungen von Rettungsschächten) wurden ebenfalls in diesem Erkundungsprogramm Bohrungen projiziert.

Das 3. EKB lief von Oktober 2005 bis April 2006. Im Bereich Haidhausen ist eine LHKW-Belastung im Tertiärgrundwasser bekannt, die im Zuge der ersten beiden Bohrprogramme auch erkundet wurde. Zur Eingrenzung der bestehenden LHKW-Belastung wurden im 3. EKB Grundwassermessstellen hergestellt, in denen Immissionspumpversuche durchgeführt wurden. Die Ergebnisse sind zur Detailplanung des Wasserhaltungskonzepts in Haidhausen erforderlich. Für die Dimensionierung von Wasserhaltungsmaßnahmen in den oberen Aquiferen liegen in München ausreichend Erfahrungen vor. Allerdings müssen im Zuge der Baumaßnahme 2. S-Bahn Stammstrecke München tiefliegende Aquifere bepumpt werden, so dass neben den Aufschlussbohrungen auch zwei Brunnen im Bereich eines geplanten Rettungsschachtes hergestellt wurden. Hier soll ein Großpumpversuch zur Bestimmung der erforderlichen Parameter für die Dimensionierung der Wasserhaltung im Detail durchgeführt werden.

Die Bohrungen wurden genutzt, um in den Bohrlöchern Versuche durchzuführen:

- Bohrlochaufweitungsversuche zur Abschätzung der Bodensteifigkeit
- Bohrlochrammsondierungen (BDP) zur Abschätzung von Lagerungsdichten / Konsistenzen
- Durchlässigkeitsversuche (Pumpversuche und Auffüllversuche)

Von den aus den Bohrungen entnommenen Boden- und Gesteinsproben wurden im Labor des Zentrum Geotechnik der TU München bisher über 600 Proben für bodenmechanische Untersuchungen ausgewählt. Neben klassifizierenden Versuchen zur Bestimmung der Bodenart wurden vor allem Versuche zur Bestimmung der Konsistenz, Scherfestigkeit, Druckfestigkeit und Durchlässigkeit durchgeführt.

4 Baugrundmodell und allgemeine geologische Verhältnisse

Anhand aller Daten kann ein Baugrundmodell entwickelt und in einem Längsschnitt dargestellt werden. Allgemein lässt sich der anstehende Baugrund nach den Versuchsergebnissen und vorliegenden örtlichen Erfahrungen folgendermaßen zusammenfassend beschreiben (Bild 5):

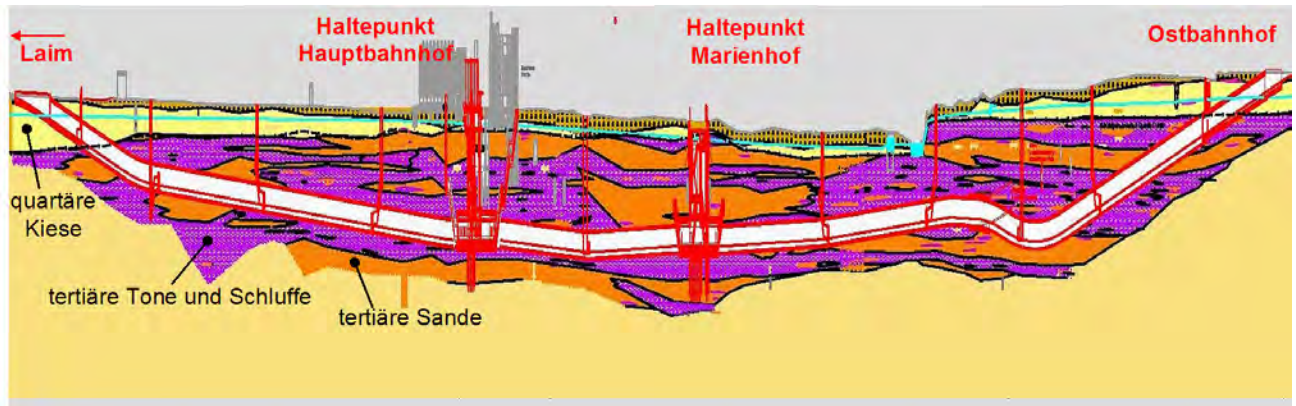


Bild 5: Vereinfachtes Baugrundmodell im Streckenverlauf

- Im Bereich der 2. S-Bahn-Stammstrecke München stehen ab der Geländeoberfläche in der Regel zunächst geringmächtige **Decklagen**, überwiegend aus Humus und Verwitterungsschichten oder teils mehrere Meter dicke künstliche Auffüllungen an. Nur im Bereich des Ostbahnhofes ist zusätzlich eine bis zu ca. 4,5 m mächtige quartäre Tonüberdeckung (Lösslehm) bekannt.
- Darunter folgen, als Teil der Münchner Schotterebene, bis in Tiefen zwischen ca. 5 m und 17 m eiszeitliche (Hochterrasse und Niederterrasse) und im Bereich der Isar auf einer tiefer liegenden Terrasse auch nacheiszeitliche **Quartärschotter**.

Aufgrund ihrer Ablagerung im fließenden Wasser sind die Kiese erfahrungsgemäß etwa horizontal geschichtet, wobei Sand-, Feinkorn- oder Rollkieslagen bzw. -linsen zwischengeschaltet sein können. Teilweise lässt sich der eiszeitliche Schotterkörper in einen älteren (vorwürmeiszeitlichen) und einen darüber abgelagerten jüngeren (würmeiszeitlichen) Abschnitt unterteilen, wobei als Trennschicht örtlich Überreste einer zwischeneiszeitlichen Bodenbildung (Paläoboden) in Form von Humus, humosem Kies, verwittertem Kies oder Torfeinlagerungen bekannt sind.

Aus den quartären Schottern sind Verfestigungen zu Konglomerat (Nagelfluh) mit unregelmäßiger Verteilung, Häufigkeit und Ausdehnung bekannt.

- Unter dem Quartär folgen bis in sehr große Tiefe die früher abgelagerten Bodenschichten des **Tertiärs**, die tektonisch zur ungefalteten Oberen Süßwassermolasse gehören. Die Tertiärablagerungen sind durch etwa horizontal verlaufende lebhaft Wechsellagerungen von Sand-, Ton-, Schluff- und – in der hier relevanten Tiefe – in geringerem Umfang auch von Kiesschichten gekennzeichnet. Charakteristisch für das Münchner Tertiär sind der hohe Quarzanteil der Sande und Kiese sowie die häufig ausgeprägte Glimmerführung (Flinzsand).

Aus dem Münchner Stadtgebiet sind Reliefunterschiede der Tertiäroberfläche von mehreren Metern innerhalb weniger Meter Horizontaldistanz bekannt, die eine Form von Rinnen, Mulden, Erhebungen oder vom Quartärschotter überdeckten alten Terrassenstufen aufweisen.

Die tertiären Böden sind bereichsweise durch Kalk zu Festgestein verfestigt.

5 Grundwasserverhältnisse

Das vorher erwähnte Baugrundmodell in Verbindung mit den Grundwasserverhältnissen und der Verteilung der Tertiäraquifere werden nachfolgend schematisch insbesondere für den Bereich Haidhausen östlich der Isar beispielhaft dargestellt (Bild 6). In diesem Untersuchungsgebiet besitzt der Quartäraquifer in der Regel eine geschlossene Grundwasseroberfläche. Östlich der Isar ist dieser Grundwasserleiter von den tertiären Sanden nach den Aufschlüssen durch eine feinkörnige Zwischenschicht hydraulisch getrennt.

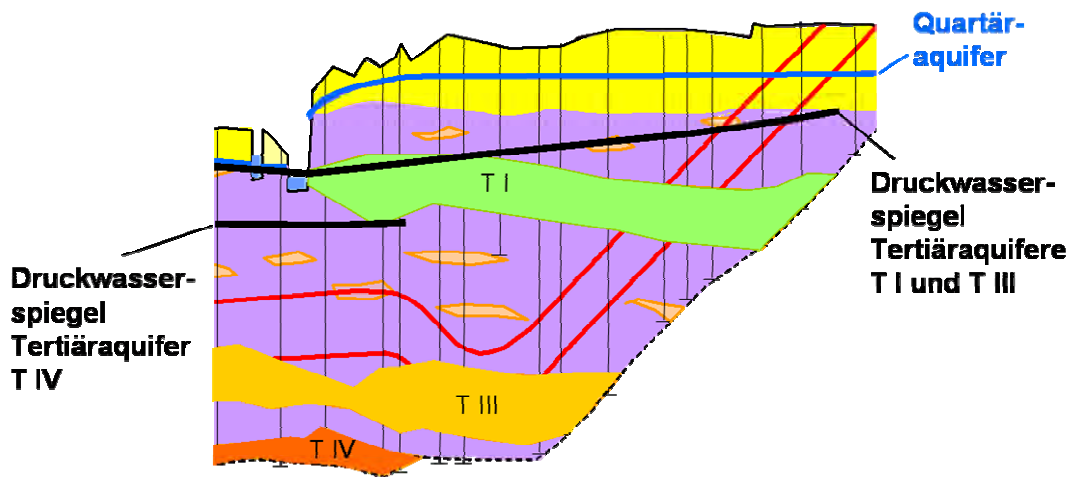


Bild 6: Grundwasserleiter rechts der Isar, verschiedene Druckspiegel

Die Tertiärsandschicht des ersten Tertiäraquifers (TI) ist nach den Aufschlüssen östlich der Isar im Tiefenbereich zwischen ca. 512 müNN und 502 müNN mit Mächtigkeiten zwischen etwa 4 m und 9 m bis zum Ende des östlichen Planungsabschnittes vorhanden. Östlich der Isar liegt im TI zunächst ein freier Grundwasserspiegel mit Vorflut zur Isar vor und steigt, ausgehend vom Niveau der kleinen Isar aus, nach Osten an. Je nach Wasserstand und Abstand zur Isar ist das Grundwasser Richtung Osten gespannt. Die Grundwasserdruckfläche des Tertiäraquifers TI liegt bis zu ca. 10 m unter der Grundwasseroberfläche des Quartärs.

Ein im Ost-West-Schnitt nicht durchgehend vorhandener zweiter Tertiäraquifer (II) wurde im Bereich Haidhausen nicht mit flächiger Verbreitung angetroffen. Ein voraussichtlich flächig zusammenhängender dritter Tertiäraquifer (TIII) mit etwa 4 m bis 8 m Mächtigkeit wurde in den tieferen Bohrungen angetroffen. Die Grundwasserdruckfläche des Tertiäraquifers TIII entspricht annähernd dem des TI. Mit den tiefen Aufschlussbohrungen wurde ein voraussichtlich zusammenhängender vierter Tertiäraquifer (TIV) mit erbohrten Mindestmächtigkeiten bis 10 m erkundet, dessen Druckfläche entgegen dem des TI und TIII einige Meter tiefer liegt und annähernd horizontal verläuft. Außerdem liegen über die gesamte Erkundungstiefe verteilt zahlreiche weitere kleine tertiäre Sandschichten bzw. -linsen vor, deren hydraulischer Kontakt zum Quartäraquifer oder zu den mächtigen Tertiäraquifern nicht im Detail bekannt ist.

Die Grundwassermessungen und die durchgeführten Pumpversuche zeigen, dass die bepumpten Aquifere drei und vier im Einflussbereich der Pumpversuche zusammenhängen und von den hangenden Hauptaquifern weitgehend abgetrennt sind. Weiterhin ist allgemein festzustellen, dass die Grundwassermessstellen in der Nachbarschaft des Pumpversuchs auf Änderungen der Entnah-

memengen je nach Abstand zum Entnahmeort unmittelbar oder nur mit geringer zeitlicher Verzögerung reagieren.

Insbesondere ist zu erwähnen, dass nach Abschalten der Grundwasserentnahme in allen beeinflussten Grundwassermessstellen ein Anstieg vom Absenkungsniveau auf das Ausgangsniveau innerhalb weniger Minuten zu beobachten war. Im Hinblick auf Wasserhaltungen und Grundwasserentspannungen in gespannten tertiären Sanden bedeutet dies, dass nach dem Ausfall eines Brunnens innerhalb kurzer Zeit ein Wiederanstieg auf das natürliche / ursprüngliche Druckniveau möglich oder zu erwarten ist.

Mit den bisher gewonnen Erkenntnissen wurden die Voraussetzungen geschaffen, um den Planungsprozess für das Projekt 2. S-Bahn Stammstrecke qualifiziert fortzuführen. Ein Projekt, in dem Maschinenvortrieb mit 4 bar Wasserdruck zu bewältigen ist, bei dem 40 m tiefe Baugrube zu bemessen sind, stellen nicht unbedingt das Alltagsgeschäft dar. Dies soll am Beispiel Haltepunkt Marienhof verdeutlicht werden.

6 Baumaßnahme für den Haltepunkt Marienhof

6.1 Allgemeines

Eine der Herausforderungen, die im Zusammenhang mit dieser Baumaßnahme zu bewältigen ist, ist der Bereich des Haltepunktes Marienhof, der sich nördlich des neuen Rathauses befindet. Hier liegt einer der wenigen freien Plätze in der Innenstadt von München (Bild 7), der bereits in den Jahren 2004 bis 2006 als Baustelleneinrichtungsfläche für die Herstellung der Bahnsteigerweiterungen der U-Bahn unter dem Neuen Rathaus genutzt wurde.

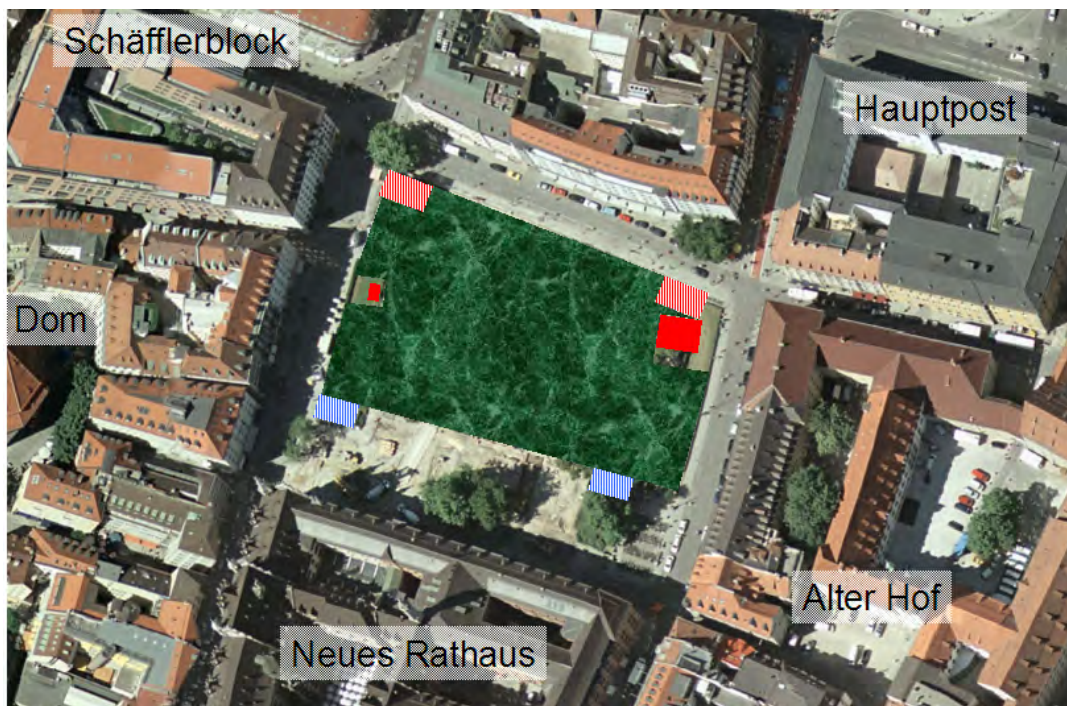


Bild 7: geplante Situation an der Geländeoberfläche des Marienhofs mit wenigen Ausgängen aus dem unterirdischen Haltepunkt Marienhof

Nach Fertigstellung der 2. S-Bahn-Stammstrecke sollen nur an sechs Stellen kleine betriebsbedingte Bauwerke an die Geländeoberfläche reichen. Bis dahin ist dort eine große und besondere Baumaßnahme abzuwickeln, die nachfolgend vorgestellt wird.

6.2 Verkehrsbelange

Aus verkehrlicher Sicht ist ein sehr leistungsfähiger Verkehrsknoten mit einem Mittelbahnsteig und zwei Außenbahnsteigen zu bauen (Bild 8). Alle Bahnsteige müssen mit der Geländeoberfläche und vor allem – hier wird der bei weitem größere Verkehrsanteil erwartet – mit dem Übergang zur U-Bahn verknüpft werden. Diese Verknüpfungen sind in den Zentralbereichen der Bahnsteige angeordnet, da sie hier zu den kürzesten Wegen führen.

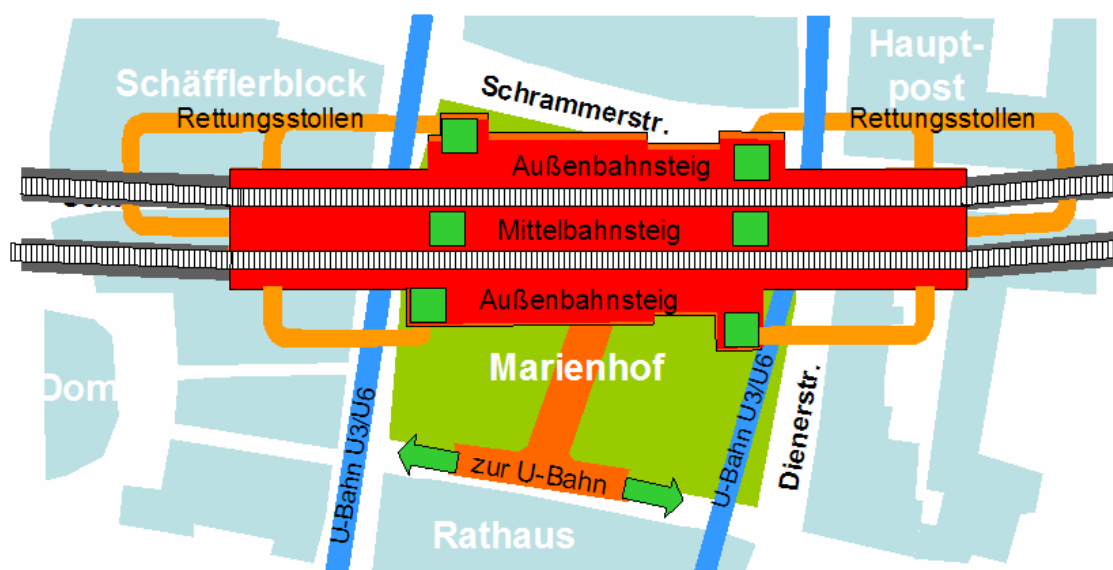


Bild 8: Bahnsteige, Verbindungs- und Rettungsstollen, Ausgänge

Für die randlichen Bereiche der Bahnsteige müssen für den Fall eines Brandes mit Rauchentwicklung zusätzlich Ausgänge geschaffen werden. Hier sind Zugänge zu Rettungsstollen vorgesehen, die eine direkte zusätzliche Verbindung zu den Aufgängen bereitstellen. Derartige Stollen, auch eigene Schächte, charakterisieren das Gesamtprojekt an vielen Stellen, denn es wird sichergestellt, dass im Abstand von 600 m von den Haupttunneln unabhängige Fluchtmöglichkeiten bestehen.

Der Schnitt in Bild 9 zeigt die Gradiente der zweiten S-Bahn-Stammstrecke in einer Tiefenlage von etwa 40 Metern. Schon heute fährt die U-Bahn am Marienplatz tief unterhalb des Straßenniveaus. In Höhe der U-Bahn wird die Verteilerebene angeordnet. Eine Ebene tiefer soll die neue S-Bahn hindurch fahren.

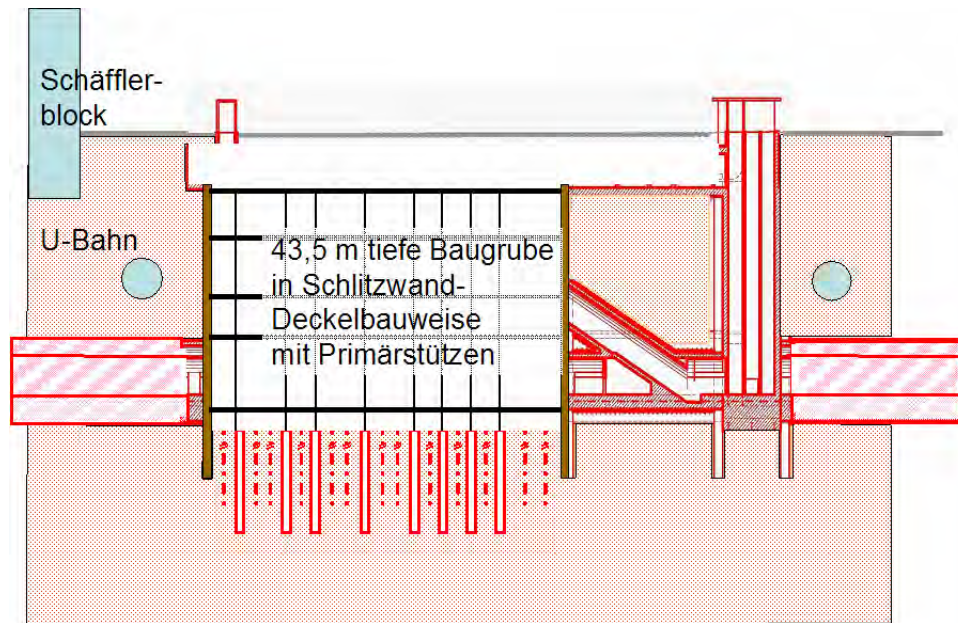


Bild 9: Längsschnitt durch das Bauwerk Haltepunkt Marienhof

6.3 Tiefe Baugrube

Dazu wird eine sehr tiefe Baugrube erforderlich, für die eine Deckelbauweise vorgesehen ist. Aufgrund der großen Grundrissabmessungen werden zur Abstützung der Deckel Primärstützen erforderlich.

Die gedeckelte Baugrube, die einen bedeutenden Teil des Marienhofes beansprucht, wird nur einen Teil des Bahnhofs erschließen können. Es werden zusätzlich bergmännische Erweiterungen der Baugrube erforderlich, um den vollständigen Bahnhof herzustellen, der auch unter vorhandene Straßen und Bebauung reicht (Bild 10).

Zunächst soll die große tief reichende Baugrube hergestellt werden. Parallel dazu können im Grundriss kleinere, aber ebenso tiefe Baugruben für Schächte zur Geländeoberfläche erstellt werden. Von der großen Baugrube aus werden als nächstes in Spritzbetonbauweise die Tunnel aufgeföhren, die die Gleise führen. Hier wird nach aktueller Planung in einer Röhre bereits die Innenschale erstellt sein, wenn die Tunnelbohrmaschinen, die die Hauptstrecken aufföhren, von Westen kommend durch den Bahnhof hindurch gezogen werden. Anschließend werden die Tunnel abschnittsweise auf den Bahnhofsquerschnitt erweitert. Die Herstellung der Verbindungs- und Rettungsstollen ist als nächster Schritt für die Bahnhofsfertigstellung vorgesehen.

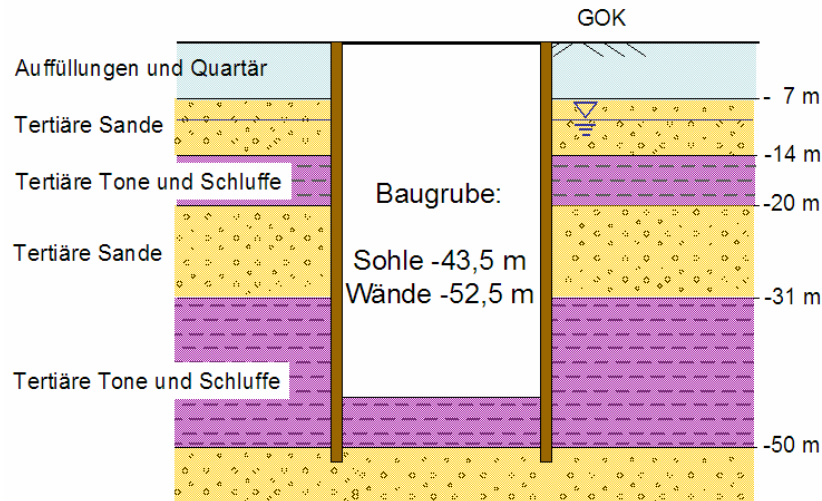


Bild 12: vereinfachte Darstellung der Baugrundsituation

Zunächst soll im Schutz eines verankerten Verbaus bis in 6 m Tiefe ein Voraushub vorgenommen werden, der auch den Bereich der o.g. Schächte umschließt (Bild 13). Er stellt die Arbeitsebene für die Herstellung der Schlitzwände und Primärstützen dar. Kurz darunter wird der erste Deckel herzustellen sein. Der tiefere Aushub erfolgt in mehreren Ebenen unterhalb von Deckeln, die die Baugrube aussteifen, die jedoch jeweils eine große Aussparung erhalten sollen, um den Aushub und vertikale Materialtransporte zu erleichtern. Nicht alle hergestellten Deckel bleiben im Endzustand als Geschossdecken erhalten. Die Deckel dienen einer hohen Steifigkeit der Baugrube. Sie sollen zumindest teilweise mit Hilfe von Pressen gegen die Schlitzwände verspannt werden, um Verformungen aus der Übertragung der Erddrucklasten und aus dem Schwinden des Betons zu kompensieren. Der tiefste Aushub, der auf die Durchfahrtsbereiche für die Tunnelbohrmaschinen beschränkt ist, soll bis auf 43,5 m Tiefe reichen.

In relativ geringem Abstand zu den Schlitzwänden liegen die bestehenden U-Bahn-Röhren, die durch die Baumaßnahme nicht gefährdet werden dürfen. Sie sind mit Schwarzabdichtungen vor dem drückenden Grundwasser geschützt, die bei Rissbildungen praktisch nicht repariert werden könnten. Weiterhin bestehen benachbarte Bauwerke, die ebenfalls keine größeren Verformungen aus der Baumaßnahme erleiden dürfen.

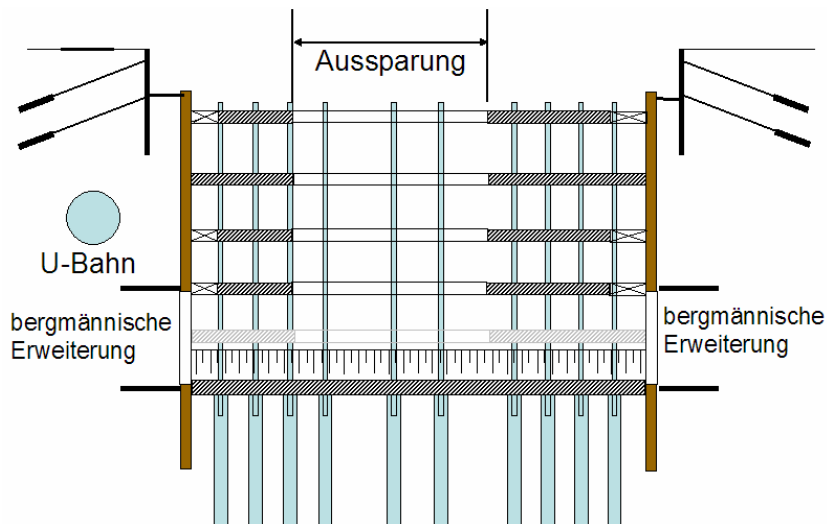


Bild 13: Längsschnitt durch die Deckelbaugrube

7 Zur Ermittlung der Einbindetiefe der Schlitzwand

Bei ersten Berechnungen der Schlitzwand mit üblichen Berechnungsprogrammen ergaben sich sehr große Einbindetiefen. Der Grund liegt im üblichen Ansatz der Erddruckfiguren auf beiden Wandseiten. Auf der Rückseite der Wand wird ein umgelagerter erhöhter aktiver Erddruck angesetzt, wobei die Umlagerung sich nur bis zur Tiefe des Belastungsnullpunktes oder bis zur Tiefe der Baugrubensohle bezieht. Darunter werden hohe, nicht umgelagerte Erddrücke zum Ansatz gebracht. Am Wandfuß auf der Baugrubenseite wird ein mobilisierter Erdwiderstand zum Ansatz gebracht, wobei eine Beschränkung der Erddruckspannungen auf 50 % des passiven Erddrucks im Hinblick auf die Verformungsverträglichkeit üblich ist, siehe Bild 14. Dies führte im konkreten Fall zu Einbindetiefen von deutlich über 10 m.

Hintergrund dieses üblichen Ansatzes ist, dass sich während des Aushubs einer Baugrube der Erddruck vor und hinter der Wand, wie in Bild 15 dargestellt, ändert. Der Ausgangsspannungszustand ist (bei Vernachlässigung der Einflüsse aus der Wandherstellung) beidseits der Wand der Erdruchdruck. Er wird gemäß den auftretenden Verformungen auf der Wandrückseite auf einen (erhöhten) aktiven Erddruck abgebaut. Auf der Baugrubenseite entfällt der Erddruck im Aushubbereich ganz. Dafür steigt er im Einbindebereich vom ursprünglichen Ruhedruck ausgehend auf einen mobilisierten Erdwiderstand an, der gemeinsam mit den Ankerkräften dem Erddruck auf der Wandrückseite das Gleichgewicht hält.

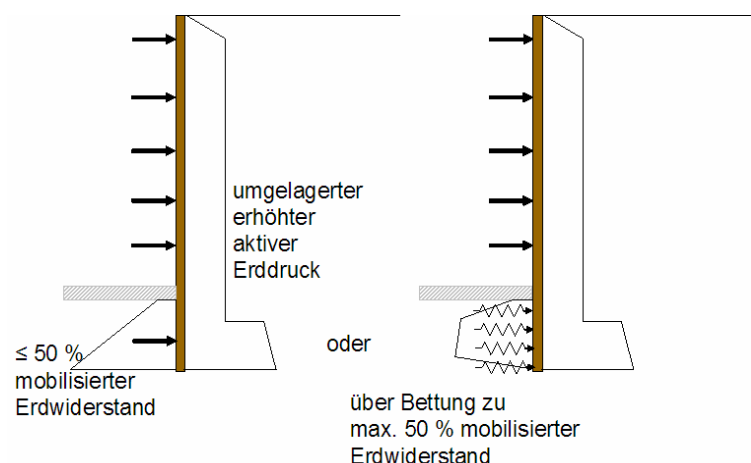


Bild 14: übliche Erddruckansätze

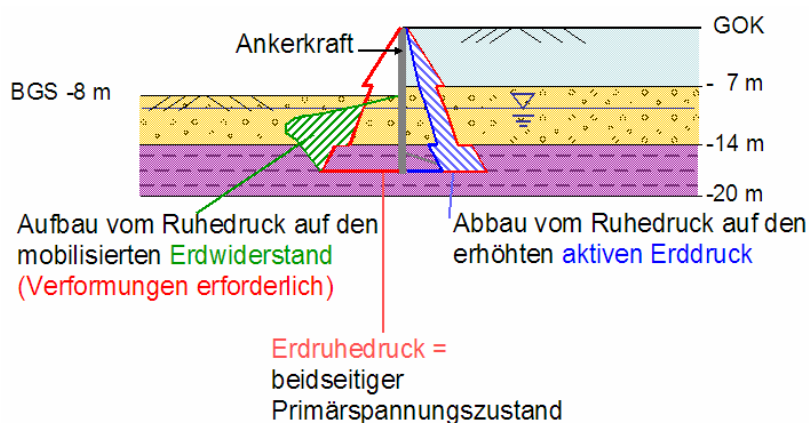
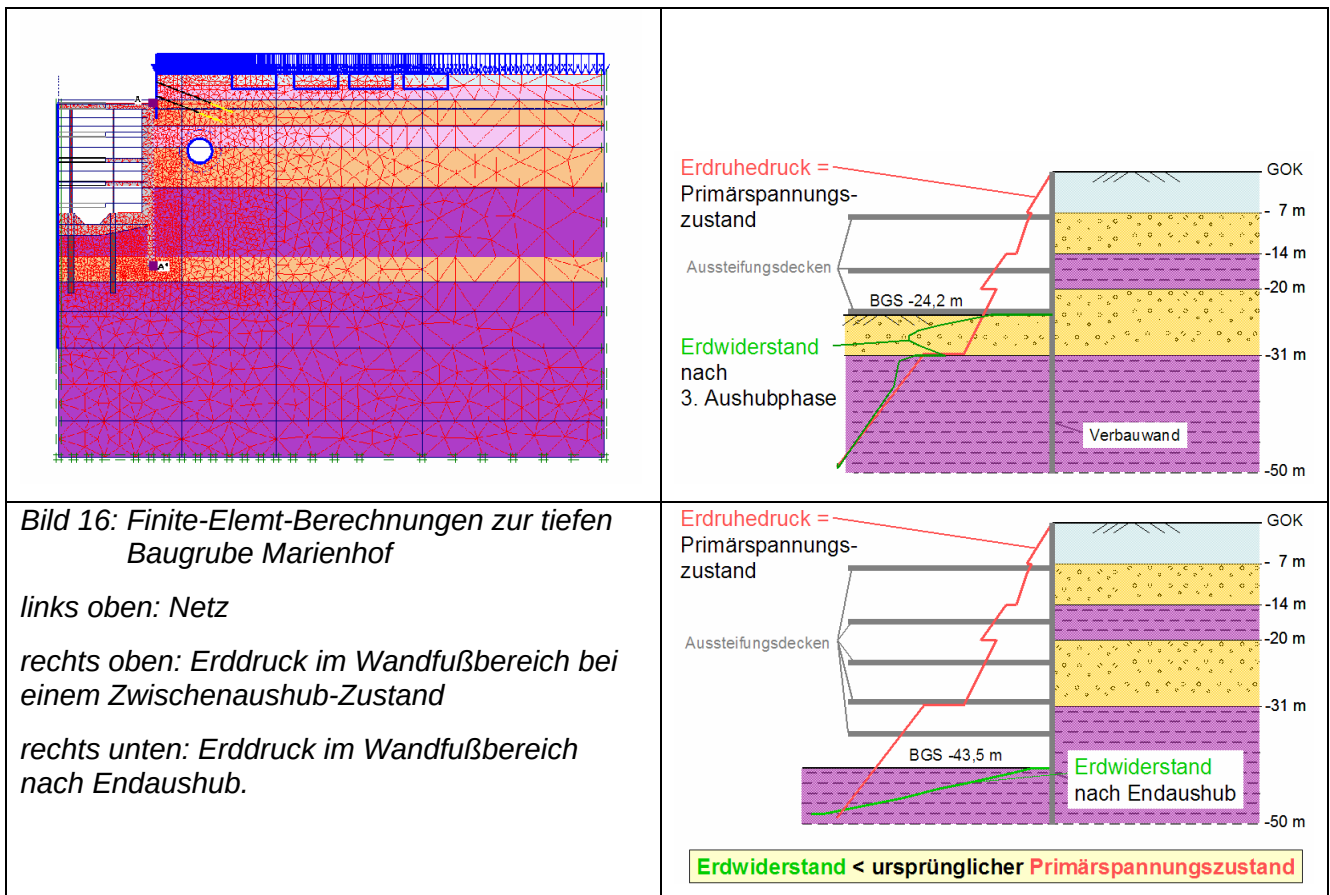


Bild 15: Veränderung des Erddrucks bei einer flachen Baugrube während des Aushubs vor einer Wand

Mit Hilfe von Finite-Element-Berechnungen wurde die Erddruckentwicklung für die tiefe Baugrube am Marienhof untersucht. In Bild 16 sind die Erddrücke im Einbindebereich auf der Baugrubenseite der Wand dargestellt. Für die ersten Zwischen-Aushub-Zustände ergibt sich im Prinzip noch die in Bild 15 dargestellte Situation. Beim Endaushubzustand dagegen liegt der voll mobilisierte Erdwiderstand unterhalb der Spannungen, die vor dem Baugrubenaushub durch den Ruhedruck im Boden eingeprägt waren.



Der geweckte Erdwiderstand ist damit gegenüber den Ausgangsspannungen als eine Entlastung anzusehen, welche ohne nennenswerte Verschiebungen erreicht werden kann.

Das kann genutzt werden, um die Einbindetiefe der Wand zu optimieren. Da für die Mobilisierung des Erdwiderstandes, die auch hier mit einer Spannungsrotation verbunden ist, bei der Situation des End-Aushub-Zustandes der sehr tiefen Baugrube nur sehr geringe Verformungen notwendig sind, kann auf die Begrenzung der Erdwiderstandsspannungen auf 50 % verzichtet werden. In den neuen Normen sind dafür auch Regelungen vorgesehen:

- In DIN 1054:2005, 6.4.2 (6) heißt es: "Sofern bewusst größere Verschiebungen des Bauwerkes in Kauf genommen werden, darf in begründeten Fällen der Teilsicherheitsbeiwert γ_{Ep} für den Erdwiderstand herabgesetzt werden. ..." Da im hier behandelten Fall noch nicht einmal größere Verschiebungen vorausgesetzt werden müssen und der Erdwiderstand als abgeminderter Erdruhedruck angesehen werden kann, könnten die Spannungen im Erdaufleger auch als günstige Einwirkung angesetzt und nur die Deckenplatten als Auflager bemessen werden.

- DIN 1054:2005, fordert unter 10.6.3 (4): "Sofern die Fußverschiebungen einer Wand mit Rücksicht auf die Gebrauchstauglichkeit begrenzt werden müssen, z. B. bei Baugrubenwänden neben Gebäuden oder bei Stützung des Wandfußes in weichem bindigem Boden, wird empfohlen, entsprechend 4.4 (5) den charakteristischen Erdwiderstand mit einem Anpassungsfaktor $\eta \leq 1$ abzumindern ...". Auch diese Regelung lässt aufgrund der Begründung zu, den Anpassungsfaktor mit $\eta = 1$ zu wählen.

Die genannten Ansätze führen dazu, dass die Baugruben-Schlitzwände am Marienhof mit vergleichsweise zu den ersten Entwürfen geringen Einbindetiefen von etwa 9 m auskommen werden. Danach sind beim Marienhof bei einer Baugrubentiefe von etwa 43,5 m Schlitzwandlängen bis etwa 52,5 m Tiefe erforderlich und ausreichend.

8 Maßnahmen zur Verformungsbegrenzung

Beim Entwurf der Baugrube sind die vorhandenen unmittelbar benachbarten U-Bahn-Linien zu beachten, die unterfahren werden müssen und neben denen die tiefen Wände herzustellen sind. Außerdem werden die Bahnhofstunnel unter die Bebauung des Schefflerblocks und des Hofgrabens reichen, die dabei keinen Schaden erleiden dürfen. Die Tunnelquerschnitte mit 32 m Breite und 12,5 m Höhe bilden außergewöhnlich große Hohlräume, die nicht verformungsfrei aufgefahren werden können. Selbst bei optimalen Bauabläufen und schonenden Bauweisen entstehen über der Hohlraumfirste nach ersten Berechnungen Verformungen von deutlich über 4 cm, die zu einer Beeinträchtigung der Gebrauchstauglichkeit der Nachbarbauwerke führen würden.

Im Hinblick auf die benachbarten U-Bahn-Röhren ist die Deckelbauweise die geeignete Maßnahme, um horizontale Verformungen gering zu halten. Dabei ist zweckmäßig und zielführend, zumindest einige der Decken gegen die Wände zu verspannen. Mit der Verspannung soll erreicht werden, dass die Erddruckmobilisierung hinter der Wand mit möglichst geringen Verformungen geschieht und die Stauchung und das Schwinden des Betons in den Decken ausgeglichen werden.

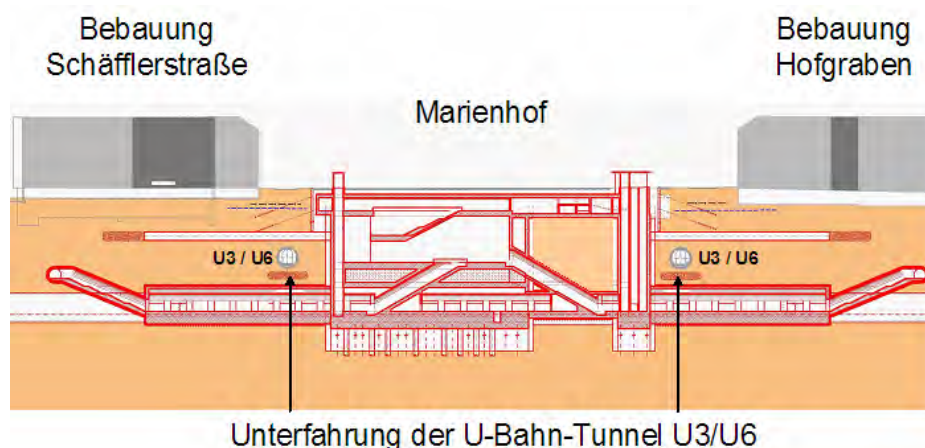


Bild 17: Übersicht für die Maßnahmen zur Verformungsbegrenzung

In einem weiteren Schritt wird mit Hebungsinjektionen eine weitere Vorabmaßnahme geplant. Sie soll vertikale Verformungen ausgleichen und Schäden an Bauwerken oberhalb der 2. S-Bahn-Stammstrecke verhindern. Die Hebungsinjektionen sind sowohl im Bereich unterhalb der bestehenden U-Bahn als auch unter Gebäuden, die zu unterfahren sind, vorgesehen. Um die Zugäng-

lichkeit zu schaffen, wird man aus der Baugrube heraus zunächst Stollen herstellen, von denen aus Manschettenrohr-Bohrungen unter die Gebäude vorgetrieben werden können. Mit Hilfe der Injektionsrohre wird in einem ersten Schritt vor den ersten Tunnelbaumaßnahmen Zementsuspension in den Boden hineingepresst, um ihn vorzuspannen. Der unter Druck eingebrachte Zement wird den Boden zunächst in vertikalen, dann in horizontalen Rissen aufsprengen und die eingebrachte Suspension wird die Geländeoberfläche und die Gebäude leicht anheben. Das geschieht kontrolliert, indem das Injektionsgut über eine Vielzahl von Manschetten dosiert und weit verteilt eingebracht wird, wobei an vielen Nivellementpunkten die zugehörigen Hebungen gemessen werden.

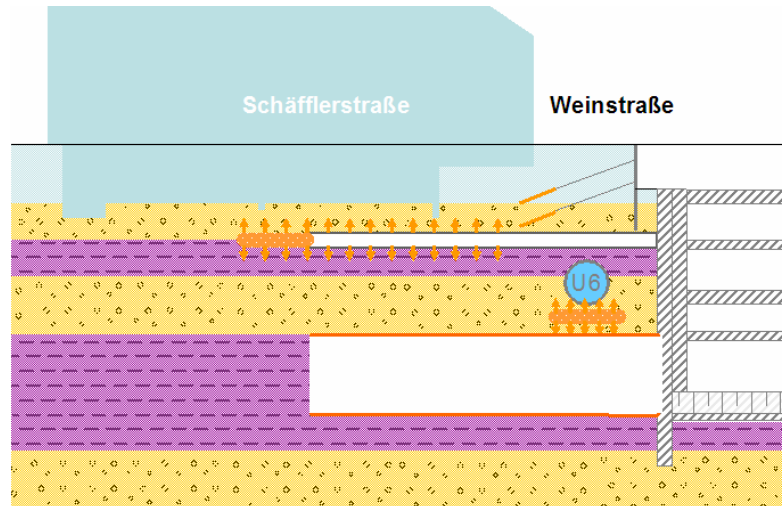


Bild 18: geplante Hebungsinjektionen unterhalb der U-Bahn und der vorhandenen Bebauung

Anschließend können erste Teile des Haltepunkt-Tunnels aufgefahren werden. In stabilen Zwischenzuständen ist dann vorgesehen, die beim Auffahren der Teil-Tunnelquerschnitte entstandenen Setzungen durch fortgesetzte Injektionen wieder auszugleichen. Insgesamt sind mehrere Zyklen von Injektionen und Tunnelbauschritten vorgesehen. Dadurch können die Gebäudegründungen in einer Toleranzbreite der Verformungen von etwa 1 cm Hebung bis 1 cm Setzung gehalten werden, obwohl sich ein Punkt an der Tunnelfirste eventuell um mehrere Zentimeter setzt.

Aktuell werden im Projekt der 2. S-Bahn-Stammstrecke an vielen Stellen optimierende Planungsschritte sowie Detailanalysen durchgeführt und die Planung zur Ausschreibungsreife gebracht. Die Planungsmannschaft ist darauf vorbereitet, dass die Bauarbeiten 2007 beginnen können.

Tunnel Westtangente Freising – Geotechnische Grundlagen und bautechnische Lösungen

Dr.-Ing. Wolfgang Rauscher
Ingenieurbüro EDR GmbH
Dipl.-Ing. (FH) Marcus Weber
Ingenieurbüro EDR GmbH
Dipl.-Ing. (FH) Franz Piller
Stadt Freising

1 Einführung

Freising, die historisch gewachsene Stadt, liegt am Nordrand des Ballungsraumes der Landeshauptstadt München und wird, was das System ihrer Straßen angeht, wie viele alte gewachsene Städte durch ein System radialer Hauptverkehrsstraßen geprägt. Nun ist Freising nicht nur ein Mittelpunkt eines großen Einzugsgebietes mit zentral-örtlichen Funktionen; darüber hinaus hat die Entwicklung des Flughafens München II und die Erweiterung der Technischen Universität München im Ortsteil Weihenstephan das Verkehrsaufkommen im Großraum Freising in den letzten Jahren rasant wachsen lassen.

Überlegungen, die Verkehrsverhältnisse durch Erweiterung der bestehenden Straßenverkehrsanlagen im Zentrum der Stadt zu verbessern, haben nicht zu entwicklungspolitisch vertretbaren Lösungen geführt. Alle weiteren Überlegungen haben sich deshalb auf die gezielte Schaffung neuer Straßenverbindungen am Rande der Stadt konzentriert. In den vergangenen Jahren konnten diesbezügliche Entlastungen bereits durch den Bau neuer Straßen im Norden und Osten der Stadt erreicht werden. Ein wesentlicher nächster Schritt ist deshalb die Schaffung einer Umfahrung auf der Westseite von Freising, so dass zum einen der Nord-Süd-gerichtete Verkehr nicht mehr durch die Stadt geführt werden muss und zum anderen auch der Richtung von Westen vorhandene Verkehrsstrom, d.h. auch die Verbindung über Allershausen zur Autobahn München-Nürnberg, bereits am Rande der Stadt abgefangen werden kann. Die Realisierung der Westtangente Freising hat deshalb für die weitere Entwicklung der Stadt eine sehr hohe Bedeutung.

Nach den Verkehrsuntersuchungen wird die Westtangente den innerstädtischen Verkehr bei einzelnen Straßen, die bereits ihre technische Leistungsfähigkeit erreicht haben, um bis zu 35 % reduzieren.

Mit dieser neuen Straßenverbindung wird deshalb sowohl die Lärm- und Abgasbelastung in der Stadt vermindert, aber auch Staubbildungen und das Ausweichen des Verkehrs in Wohngebiete.

2 Untersuchte Varianten

Planerisch lässt sich die Aufgabe für die Westtangente Freising wie folgt definieren. Vom Kreuzungspunkt der ST2084 nach Allershausen mit dem von Norden kommenden Weihenstephaner Ring, der vor einigen Jahren fertig gestellt wurde, ist ein Anschluss an die von Süden kommende Bundesstraße B11 aus München herzustellen und dabei die Bahnlinie München-Freising, die westlich der bestehenden B11 verläuft, zu queren.

Grundsätzlich sind hier zwei verschiedene Lösungsansätze denkbar: Zum einen eine stadtnahe Lösung, bei der aufgrund der vorhandenen Bebauung der Ortsteil Vötting gequert werden muss und zum anderen eine Alternative, bei der der Ortsteil Vötting mehr oder weniger weiträumig im Westen umfahren wird. Je nach Variante rückt dann der Anschluss an die bestehende B11 von Freising aus gesehen mehr oder weniger weit Richtung Süden.

Die Besonderheiten des Projektgebietes in städtebaulicher und naturschutzrechtlicher Hinsicht haben es erforderlich gemacht, für die Auswahl der letztendlich weiter zu verfolgenden Trasse sehr tiefgehende und umfangreiche Variantenstudien zu betreiben und Vor- und Nachteile der einzelnen Varianten sorgfältig gegeneinander abzuwägen.

Insgesamt wurden 8 Wahltrassen untersucht, bei denen zum Teil noch verschiedene Untervarianten in die Bewertungen mit einbezogen werden mussten.

In einem nahezu zwei-jährigen Abwägungsprozess hat sich gezeigt, dass die stadtfernen Varianten mit einer westlichen Umfahrung des Ortsteils Vötting sich aus den oben genannten ökologischen, naturschutzrechtlichen und entwicklungspolitischen Gründen als nachteilig erwiesen, so dass letztlich die beiden stadtnahen Varianten WT1 und WT2 zur Diskussion standen, bis schließlich nach einer weiteren vertieften Untersuchung eine optimierte Variante der Wahltrasse 1 zur Weiterverfolgung ausgewählt wurde. Diese Trasse lässt sich kurz wie folgt beschreiben.

Die Trasse beginnt im Süden mit einem teilplanfreien Knoten als Anschluss an die bestehende B11. Anschließend wird die so genannte Schlüter-Allee unterfahren und im weiteren Verlauf die Bahnlinie München-Freising auf einer Brücke gequert. Von hier aus verläuft die Trasse in nordwestlicher Richtung durch das Freisinger Moos, erhält einen Anschluss an das Gewerbegebiet Angererstraße, ebenfalls teilplanfrei, und umgeht dann das Naherholungsgebiet „Vöttinger Weiher“ im Westen. Im weiteren Verlauf Richtung Norden taucht die Straße in einen Tunnel ab und unterquert die Moosach und anschließend das auf einem sich in Ostwest-Richtung erstreckten Höhenzug liegende Vötting. Auf der Nordseite von Vötting endet dieser Tunnel, die Straße verläuft in einem tiefen Einschnitt weiter Richtung Norden bis sie bei der Querung mit der Staatsstraße 2084 Richtung Allershausen mit dem weiter in Richtung Norden führenden Weihenstephaner Ring verknüpft werden kann.

3 Geotechnische Grundlagen der Wahltrasse

Betrachtet man nunmehr die zur Diskussion stehende Trasse, so lässt sich diese allein schon aus topographischen Gründen bautechnisch in verschiedene Abschnitte unterteilen.

Von Süden her vorläuft die neue Straßentrasse mehr oder weniger am Rande des hier vorhandenen Mooregebiets. Im weiteren Verlauf muss zunächst die von West nach Ost strömende Moosach unterquert werden, die dort ein sehr idyllisches Wohngebiet begrenzt. Die Straße taucht deshalb südlich der Moosach in einer Rampe ab und muss wegen der zunächst vorhandenen Geländeüberdeckungen bei sehr hohem Grundwasserstand in einem Tunnel geführt werden. Es wird dabei gedacht, den Lauf der Moosach einmal umzulegen, um so die Bauarbeiten möglichst einfach gestalten zu können. Nördlich der Giggenhauser Straße steigt der tertiäre Höhenrücken, auf dem die Ortschaft Vötting liegt, weiter an und fällt dann nach Erreichen des Hochpunktes wieder Richtung Norden ab. Aufgrund der zunehmenden Überdeckung und der dort vorhandenen geotechnischen Verhältnisse endet der Tunnel in offener Bauweise nördlich der Giggenhauser Straße in einem tiefen Schachtbauwerk, das im Endzustand als Notausstieg dient und diverse Betriebsräume aufnehmen wird. Von diesem Schacht aus unterquert dann die Straße in einem bergmännisch zu erstellenden Tunnel den Höhenrücken Vöttings und endet dann nördlich der Hohenbachernstraße in einem zunächst tiefen Einschnitt, der die Straße schließlich an das bestehende Netz anbindet. Im Bereich Vötting kann die Westtangente deshalb bautechnisch in drei Abschnitte unterteilt werden, nämlich

- 1.) Rampe Süd mit ca. 200 m Länge
- 2.) Tunnel in Deckel-Bauweise, ca. 200 m Länge
- 3.) Tunnel in bergmännischer Bauweise mit ca. 300 m Länge
- 4.) Voreinschnitt Nord, ca. 300 m Länge

Die geotechnischen Verhältnisse entlang dieser Trasse wurden vom Zentrum für Geotechnik der TU München mit Hilfe eines umfassenden Untersuchungsprogramms erfasst und lassen sich wie nachfolgend dargestellt, folgendermaßen charakterisieren.

Die südliche Einfahrtsrampe des Tunnels liegt noch vollständig im Moos. Unter geringmächtigen Mutterbodenschichten stehen bis in eine Tiefe von ca. 4 m leicht zersetzte Torfe mit weicher Konsistenz an. Darunter folgt eine dünne Schicht sandiger humoser, zum Teil faseriger Tone weicher Konsistenz oder es folgen direkt schwach-sandige, zum Teil auch schwach-tonige oder schwach-schluffige quartäre Kiese, die lagenweise auch sehr ausgeprägt feinkorn- und sandarm sein können, mit den daraus resultierenden stark rolligen Eigenschaften. In größerer Tiefe ist auch mit Fein- bis Mittelsanden zu rechnen, bis bei etwas ca. minus 20 m unter Gelände dichte Tone angetroffen werden. Der Grundwasserstand liegt mehr oder weniger in Geländehöhe.

Ähnliche Verhältnisse sind auch für den ca. 110 m langen Tunnel in offener Bauweise zu erwarten. Die im Bereich des Moooses überall anzutreffenden Torfe wurden etwa bis in Höhe der Giggenhauser Straße erkundet und erreichten Mächtigkeiten bis ca. 6 m. Etwa ab der Höhe 440,7 folgen wieder die überwiegenden sandigen, mehr oder weniger schluffigen, jedoch selten tonigen quartären Kiese. In größerer Tiefe wurden auch schluffige, fein- bis mittelmässige Sande, zum Teil auch in Wechsellage mit den Kiesen erbohrt. Ab einer Tiefe von etwa 20, 5 m unter Gelände (ca. 425,6 m über NN) folgen Tone mit mehr oder weniger fein- bis mittelsandigem Anteil von steifer bis halbfester Konsistenz. Der Tunnel in offener Bauweise wird bis nördlich der Giggenhauser Straße geführt, wo die Böden des Moooses sicher verlassen werden und die Böden des tertiären Hügellandes anstehen.

Ab hier beginnt der ca. 300 m lange Tunnel in bergmännischer Bauweise.

Der in bergmännischer Bauweise aufzufahrende Streckenabschnitt weist Überdeckungen bis ca. 12 m Höhe auf, die jedoch im Bereich der Hohenbachenstrasse bis auf etwas 2 m absinkt. Die jetzt vorgesehene Trasse unterfährt insgesamt vier Gebäude, davon drei im bergmännischen Abschnitt, die sich jedoch alle im Eigentum der Stadt Freising befinden.

Am nördlichen oberen Ende berührt der Tunnel mit seinem Querschnitt in der Sohle gerade etwa den zu erwartenden Bauwasserstand. Am südlichen unteren Ende ist ein Bauwasserstand bis etwa Oberkante Firste zu erwarten.

Bei den Böden innerhalb des Tunnelquerschnitts handelt es sich überwiegend um Fein- und Mittelsande mit unterschiedlichen Schluffanteilen, zum Teil auch mit schwachen Tongehalten. Daneben finden sich auch Fein- bis Mittelkiese, deren Sand- und Schluffgehalt stark schwanken kann. Schließlich finden sich auch stark feinsandige Tone, die lagenweise in die Sande oder Kiese eingelagert sind. In der Sohle und unmittelbar über der Firste sind eher Kiese zu erwarten, bei der Unterfahrung der Hohenbachenstrasse wird die Firste die dort vorhandenen künstlichen Auffüllungen erreichen.

Die Kiese und Sande im Bereich der bergmännischen Strecke sind – wie die hohen Schlagzahlen der Bohrlochrammsondierungen zeigen – überwiegend dicht bis sehr dicht gelagert.

Im weiteren Verlauf Richtung Norden liegt der dort vorgesehene Voreinschnitt im freien unbebauten Gelände und oberhalb des Grundwasserspiegels. Die Kiese und Sande im Bereich der bergmännischen Strecke sind – wie die hohen Schlagzahlen der Bohrlochrammsondierungen zeigen – überwiegend dicht bis sehr dicht gelagert.

Die maximale Einschnittstiefe oberhalb der Gradienten beträgt etwa 16 m. Auch dieser Einschnitt liegt in tertiären Böden, die wiederum aus Fein- bis Mittelsanden mit unterschiedlichen Schluffanteilen bestehen, sowie wiederum aus Kiesen und Sanden, die im oberen Bereich als mitteldicht bis dicht und in tieferen Bereichen etwa unterhalb der Gradienten als dicht bis sehr dicht angesprochen werden können. Darüber hinaus sind auch in diesem Abschnitt sandige bis starksandige Tone von weicher bis halbfester, auch fester Konsistenz eingelagert.

Im weiteren Verlauf Richtung Norden liegt der dort vorgesehene Voreinschnitt im freien unbebauten Gelände und oberhalb des Grundwasserspiegels.

4 Gegenwärtige Überlegungen zur Bautechnik

4.1 Rampe Nord

Aufgrund der geotechnischen Verhältnisse, die für die Überlagerungsböden im oberen Bereich nur vergleichsweise geringe Böschungswinkel zulassen, ist ein geböschter Voreinschnitt nicht möglich, zusätzlich würde die für eine weitere Nutzung in diesem Stadtgebiet vorgesehene Fläche deutlich verringert. Gegenwärtig ist deshalb vorgesehen, diesen Voreinschnitt durch vertikale Verbauwände zu begrenzen und nur im oberen Bereich aus gestalterischen Gründen eine später begrünte Böschung anzuordnen. Das Konzept sieht Überschnitte der Bohrpfehlwände vor, bei denen bergseits in den Zwickeln zusätzliche

Drainpfähle angeordnet werden, mit denen schwebende Grundwasserspiegel nach unten in die tiefer liegenden Kiesschichten entwässert werden.

4.2 Bergmännischer Abschnitt

Aus bauzeitlichen und bautechnischen Gründen wird daran gedacht, den bergmännischen Abschnitt von oben, d.h. von Norden her in der Spritzbetonbauweise aufzufahren. Aufgrund der geringen Länge des Tunnels wird zunächst die Kalotte auf die gesamte Länge hergestellt, bevor Strosse und Sohle nachgezogen werden. Die gegenwärtigen Überlegungen sehen vor, den gesamten Vortrieb im Zuge einer vorab hergestellten Grundwasserabsenkung vorzunehmen. Gegenwärtig ist noch nicht vollständig untersucht, in wie fern an dem tief im Grundwasser liegenden südlichen Ende des Tunnels bei einer Absenkung große Wassermengen aus dem Moos nachströmen und somit eine ausreichend tiefe Absenkung unmöglich machen könnten. Die bisherigen Erkenntnisse auf der Basis der vorliegenden Bohrungen und einem in Arbeit befindlichen Grundwassermodell zeigen jedoch, dass die Schwelle aus tertiären Böden zu dem im südlich gelegenen Moos hin eine ausreichende Abschirmwirkung bietet. Hierzu ist im Laufe dieses Jahres noch ein umfangreicher Pumpversuch vorgesehen, nach dessen Ergebnissen dann entschieden werden kann, ob mit Hilfe eines zusätzlichen Injektionsschirmes das Nachströmen von Grundwasser aus dem Moos unterbunden werden muss.

Aus Gründen der Standsicherheit muss die Kalotte während des Vortriebs durch eine Ortsbrustankerung und einer fortlaufend mitgezogene Sicherung der Ortsbrust aus Spritzbeton gesichert werden. Zusatzmaßnahmen sind für die Unterfahrung der Hohenbachernstraße im nördlichen Tunnelabschnitt erforderlich. Im südlichen Abschnitt verläuft der Tunnel unterhalb der Straße am Mitterfeld, die während der Maßnahme höchstens kurzfristig, jedoch nicht auf Dauer gesperrt werden kann. Hier wird zur Sicherung bis zum Erreichen des Zielschachtes ein vorausseilender Rohrschirm vorgesehen. Die weiteren Details zum Vortrieb werden im Zuge der weiterführenden Planung für die Ausschreibung festgelegt.

Nach erfolgtem Ausbruch erhält der Tunnel eine umlaufende Folienabdichtung und eine innen liegende, bewehrte Innenschale.

4.3 Tunnel in offener Bauweise Süd

Die bautechnischen Überlegungen in offener Bauweise auf der Südseite von Vötting werden maßgeblich bestimmt durch den dort vorhandenen hohen Grundwasserstand und die überlagernden rammempfindlichen Torfböden in Verbindung mit der dort nahe liegenden Bebauung. Der Einbau von Spundwänden wurde deshalb nach längerer Diskussion verworfen. Beim Vergleich der Vor- und Nachteile von Bohrpfählen und Schlitzwänden wurde schließlich einer Bohrpfahlweise der Vorzug gegeben. Deshalb wird gegenwärtig für die Ausschreibung eine Bohrpfahldeckelbauweise weiterverfolgt, in deren Schutz später eine Innenschale eingebaut wird. Für die Absenkung des Grundwassers unterhalb des Deckels wurden ebenfalls eine ganze Reihe von Varianten geprüft. Aufgrund der vergleichsweise ungünstigen geotechnischen Kennwerte werden für Verbauwände immer vergleichsweise tiefe Einbindelängen notwendig. Da sich in etwa 20 m unter Gelände eine abdichtende Tonschicht befindet, ist nunmehr vorgesehen, die Verbauwände in diese dichtende Schicht einzubinden, so dass das Grundwasser unterhalb des Deckels vorauslaufend zum Aushub gelenzt werden kann. Aus statischen Gründen müssen die Bohrpfähle eine Dicke von 1,20 m

aufweisen. Bei Verwendung eines sehr hohen Bewehrungsgrades lässt sich eine zusätzliche Steifenlage während des Aushubs und vor Einbau einer Hilfssohle noch vermeiden, andernfalls wird eine Hilfsaussteifung erforderlich.

4.4 Rampenbauwerk Süd

Der nach unten in die dichte Schicht einbindende Trog des Tunnels in offener Bauweise wird auch Richtung Süden fortgesetzt. Aufgrund der kontinuierlich auftauchenden Gradienten sind die dann einzubauenden Bohrpfahllängen im Vergleich zur Einschnittstiefe der Straße wirtschaftlich zu hoch. Im letzten Drittel der Rampe wird deshalb daran gedacht, die Bohrpfähle auf geringere Tiefe herzustellen und die nach unten erforderliche Abdichtung mittels Unterwasserbeton herzustellen.

Der Vollständigkeit halber sei darauf hingewiesen, dass die Abwicklung des gesamten Baubetriebs für den Tunnel in offener Bauweise und für die Rampe Süd auf den dort anstehenden moorigen Böden erfolgen muss. Zur Sicherstellung einer ausreichenden Stabilität der Arbeits- und Verkehrsflächen müssen deshalb zusätzliche Maßnahmen vorgesehen werden.

5 Ausblick

Im Hinblick auf den in Freising auch in den kommenden Jahren zu erwartenden Verkehrszuwachs bis 2020 hat der Bau der Westtangente hohe Priorität. Die Planfeststellungsunterlagen sind mittlerweile erstellt. Das Planfeststellungsverfahren wird demnächst eingeleitet, seine Dauer ist jedoch noch unsicher. Mit der Anhörung ist etwa zum Jahreswechsel zu rechnen, so dass das Verfahren selbst Anfang 2007 abgeschlossen werden könnte. Zum gegenwärtigen Zeitpunkt kann allerdings noch nicht ausgeschlossen werden, dass gegen die Baumaßnahme geklagt wird und damit eine nicht absehbare Verzögerung erfolgt. Auch unter günstigen Verhältnissen ist deshalb mit einem Baubeginn für die Maßnahme nicht vor Ende 2007 zu rechnen.

Øresund Link Project – the Danish/Swedish Link - a successful traffic connection

Prof. Dr.-Ing. Jørgen S. Steenfelt
COWI A/S, Kongens Lyngby, Denmark

Geotechnik-Tag in München, 2006-02-24

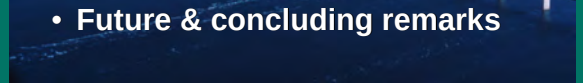
Øresund Link Project – the Danish/Swedish Link - a successful traffic connection

*Jørgen S. Steenfelt,
COWI A/S, Kongens Lyngby, Denmark*



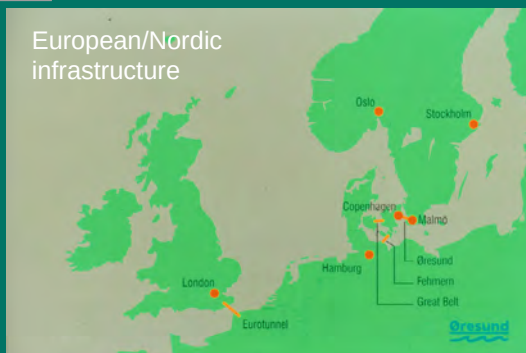
Contents

- Purpose & history of link
- Components of link
- Major issues and selected stories
- Innovations & spin off
- Future & concluding remarks

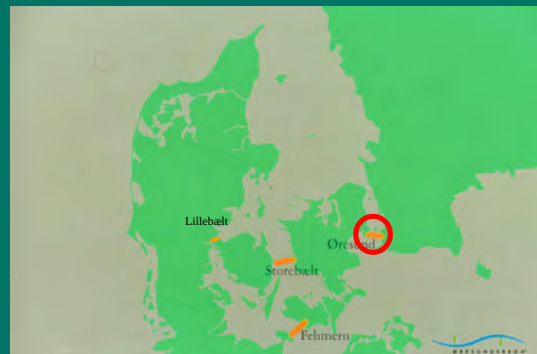


Links and Øresund in context

European/Nordic
infrastructure



Position of Link



Øresund Link (Coast to Coast)



Purpose of the Fixed Link

- Improve integration in the Øresund region
- Consolidate Nordic co-operation
- Improve communication to Copenhagen airport
- Vehicle for boosting economy
- Improve railway infrastructure in Europe

History of Link

- 1886 French consortium bids on train tunnel Helsingør-Helsingborg
- 1909 Proposal for train tunnel Copenhagen-Malmö
- 1936 Proposal by Danish/Swedish contractors Combined train and motorway

History of Link



History of Link

- 1964 Swedish Öresund Committee
- 1973 Governments sign treaty
- 1973 Danish Parliament votes NO!**
- 90 Renewed cost-benefit deliberations
- 1991 Sweden and Denmark approves Link
- 1993 Start of project: **Danish land works**
Delays in Sweden:
ruling by Water Tribunal

Danish land works (& more)



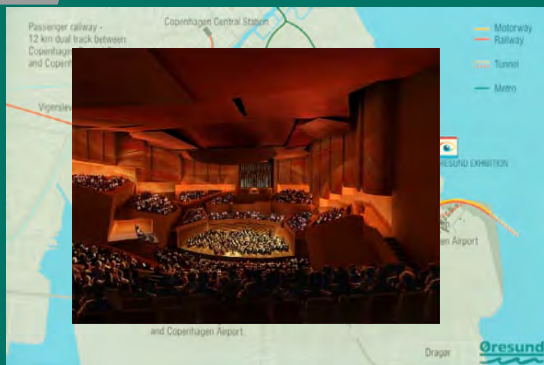
Danish land works (& more)



Danish land works (& more)



Danish land works (& more)



Danish land works (& more)



Danish land works (& more)



Danish land works (& more)



History of Link

1991 Sweden and Denmark approves Link

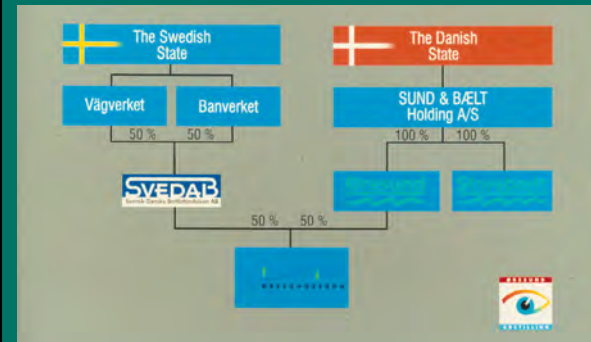
1993 Start of project: Danish land works
Delays in Sweden:
ruling by Water Tribunal

2000 Inauguration of Fixed Link 1 July

2002 Phase 1 Metro

2008 Citytunnel Malmö

Organisation

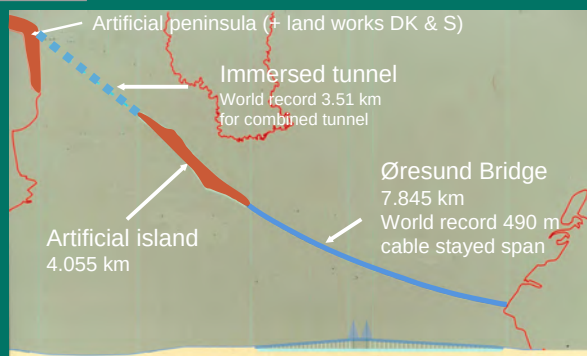


Economy (2000 price level)

Project part	Cost in billion €	
	Budget (1990)	Actual (2000)
DK land works	0.59	0.94
SE land works	0.26	0.34
Coast - coast	1.74	2.34
Total	2.61	3.67
<i>Citytunnel (SE)</i>		<i>0.57</i>

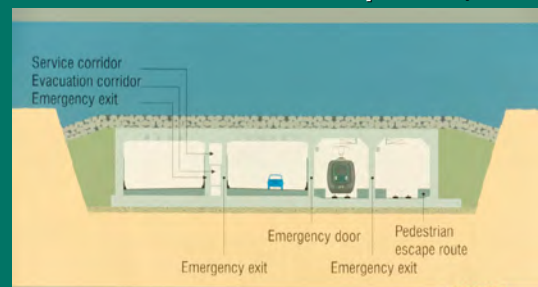
- Position & history of link
- **Components of link**
- Major issues and selected stories
- Innovations and spin off
- Future & concluding remarks

Components of Link



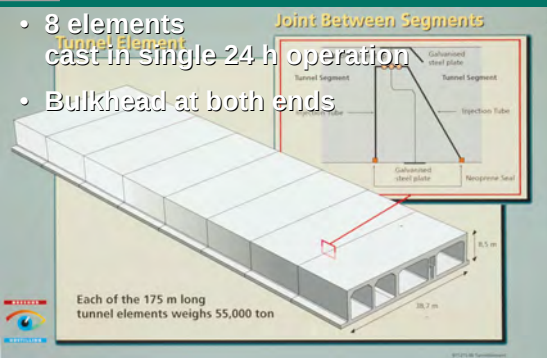
Immersed tunnel

- **Custom-made concrete factory**
20 elements 175 m - up to 55,000 t

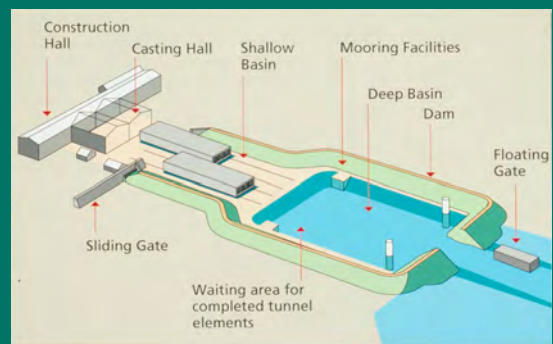


Immersed tunnel

- 8 elements cast in single 24 h operation
- Bulkhead at both ends



Custom-made factory



Two production lines



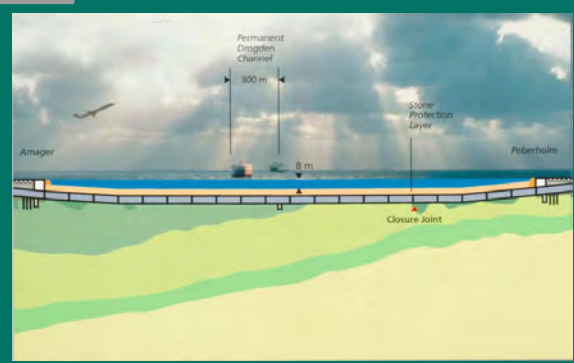
Piling operations



Towing and placing



Towing and placing



Artificial island: Peberholm

- Transfer from 1-level tunnel 2-level bridge



Artificial island: Peberholm

- Transfer from 1-level tunnel 2-level bridge



Artificial island: Peberholm

- Transfer from 1-level tunnel 2-level bridge
- Materials
compensation dredging Øresund
1.6 million m³ stone
6.0 million m³ sand
- Temporary harbour and concrete plant



Artificial island: Peberholm

- Transfer from 1-level tunnel 2-level bridge
- Materials
compensation dredging Øresund
1.6 million m³ stone
6.0 million m³ sand
- Temporary harbour and concrete plant

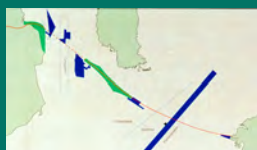


Dredging - bunds



Compensation dredging

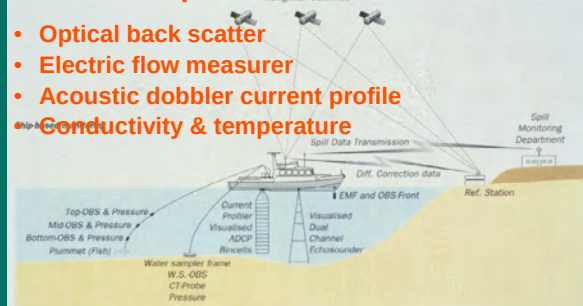
- backhoe on jack-ups
- Castor Cutter suction incl. hard limestone
- Chicago: World's largest dipper/clamshell



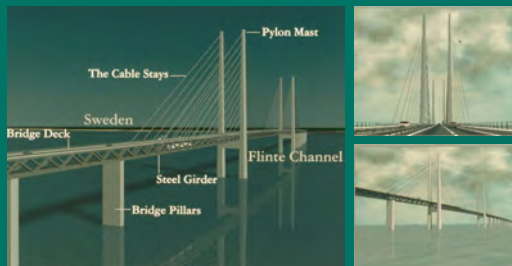
Pollution control

Maximum spill allowed: 5%

- Optical back scatter
- Electric flow measurer
- Acoustic doppler current profile
- Conductivity & temperature



Øresund Bridge



- 2-level superstructure (composite)
- Concrete substructure

Element factory Malmö Harbour



- Prefabricated caissons for pylons and piers
- Completion of decks
- Handled and placed by Svanen (World's largest pontoon crane)

Building the bridge

- Lifts max 8,700 t
13-28 m deep pits placed on plinths
- High bridge
Main span 490 m
Clearance 57 m
- Pylons
legs cast in situ (204 m)

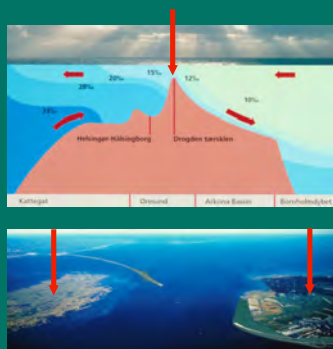


protective islands

- Position & history of link
- Components of link
- **Major issues and selected stories**
- Innovations & spin off
- Future & concluding remarks

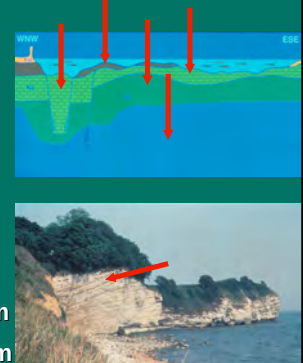
Major issues

- “Zero” solution
- Vassar areas
- Flight and shipping traffic
- Codes - DK or S?
- Responsibility for ground



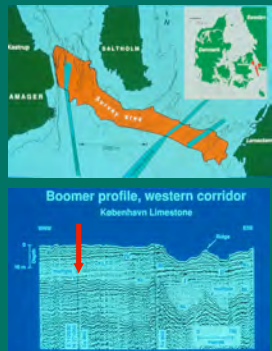
Specific geotechnical issues

- Viable geological model
- Conceptual model
incl. major faults
- Soil/rock types
glacial deposits
Copenhagen limestone
Bryozoan limestone 100 m
Cretaceous Chalk >1000 m



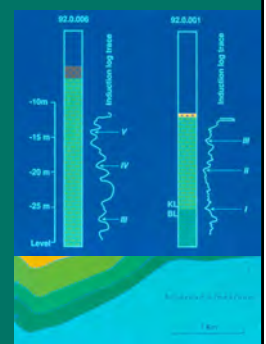
Site investigations

- **Boreholes + logs**
- **Reflection seismic**
Boomer & watergun
100 x 250 m net
DGPS & Microfix
- **Major challenges**
shallow water
strong current
multiple reflectors



New geological model

- **Seismic data essential**
reflection and refraction
difficulties overcome
- **Integration essential**
boreholes / test pits
geophysical logging
- **Structural style**
gentle folding
no major faulting



New geological model



- **Robust geological model results**
- **Detailed seabed monitoring**
 - multiple echo sounders + markers
 - water table not horizontal

Danish and Swedish test fields



Under water - Øresund

- **Excavability**
- **Sediment transport**
- **Stand-up times**
- **Contractor's choice**



Ellebjergvej (DK)



- **Sheet piling**
- **Ground water lowering**
- **Excavation in limestone**
- **Chert layers**

Gemmas Allé (DK)



- Plate load tests
- Vertical and horizontal
- Excavation in limestone
- Chert layers

Lernacken (S)



- Inspection shaft
- Boring trials & face description

Lernacken (S)



- Inspection shaft
- Boring trials & face description
- Large scale in situ testing & sampling

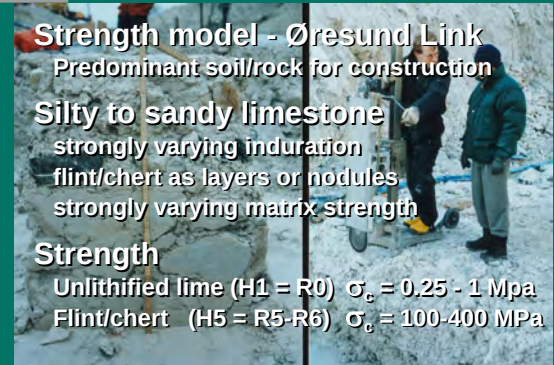
Copenhagen limestone

Strength model - Øresund Link
Predominant soil/rock for construction

Silty to sandy limestone
strongly varying induration
flint/chert as layers or nodules
strongly varying matrix strength

Strength

Unlithified lime (H1 = R0) $\sigma_c = 0.25 - 1 \text{ Mpa}$
Flint/chert (H5 = R5-R6) $\sigma_c = 100-400 \text{ MPa}$



Triax testing facility



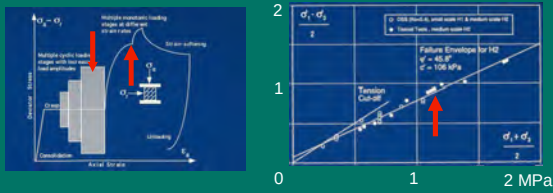
- $H = D = 500 \text{ mm}$ Smooth end platens
- Measurements inside cell (σ , δ , u)
- Automatic control and data acquisition
- Capacity $\sigma_v = 5 \text{ MPa}$, $\sigma_r = 1 \text{ MPa}$

Triax testing facility



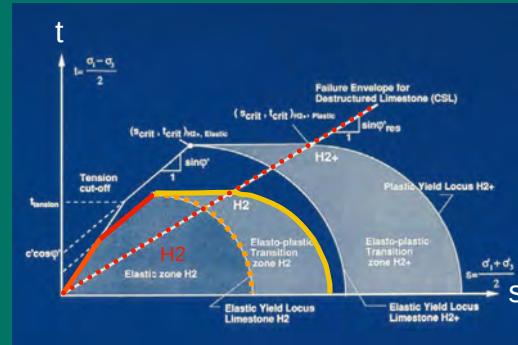
- $H = D = 500 \text{ mm}$ Smooth end platens
- Measurements inside cell (σ , δ , u)
- Automatic control and data acquisition
- Capacity $\sigma_v = 5 \text{ MPa}$, $\sigma_r = 1 \text{ MPa}$

Triax testing programme

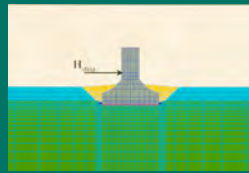


- Static - cyclic - compression - extension
- Load cycle packages - strain rate
- Mohr Coulomb combined with North Sea chalk model

Limestone material model



Ship collision analysis

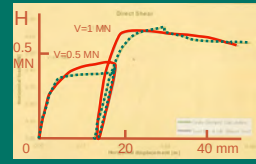


- 2D FE-model
- Quasi-static push-over analysis
- Elasto-plastic soil

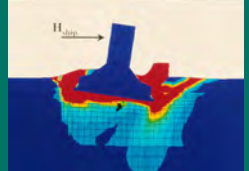


Validation and calibration

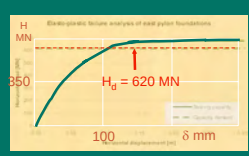
- Material model triax tests
- ABAQUS Drucker Prager with cap
- Validation Plate loading tests primarily direct shear passive good, active poor



Results - East Pylon



- Failure by rotation
- Maximum δ allowable 200 mm at design 100 mm



- Links and Øresund in context
- History of link
- Components of link
- Major issues and selected stories
- **Innovations & spin off**
- Future & concluding remarks

Spin-off & innovations

Storebælt experience amplified

- ◆ geotechnical - geological - geophysical
- ◆ data in 3D Geomodel database
- ◆ lab & field testing at different scales - a must
- ◆ significant claims reduction

Limestone experience

Spin-off & innovations

Foundation & execution solutions

- ◆ independent analyses - a must

Knowledge transfer

- ◆ Codes of Practice
- ◆ International co-operation

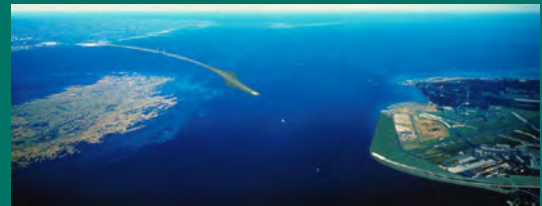
Project on time (almost on budget)

Future?



- Inauguration 1 July 2000
- Cultural synergy

Future?



- A new powerful region?
High-tech - medico-valley - Universities
Improved infrastructure - Metro & Citytunnel
- Integration slow : taxes, prices and inertia

Closing remarks

- civil engineering structures experienced live
- attractive and safe if geotechnical "foundation" is adequate



Die Bedeutung von Fachplanern und Sachverständigen in der Geotechnik

Dr.-Ing. Franz–Reinhard Ruppert
Beratender Ingenieur für Geotechnik, Braunschweig

Dr.-Ing. Bernd Schuppener
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

**Herrn Dipl.-Ing. Paul von Soos
zu seinem 80. Geburtstag
gewidmet**

1 Einleitung

Mit der Neufassung der Normenblätter DIN 1054 „Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“, erschienen im Januar 2005 [1] und DIN 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“, Ausgabe September 2003 [2], ist eine Diskussion verbunden gewesen um die Bezeichnung desjenigen, der die geotechnischen Untersuchungen plant, überwacht, die Auswirkungen der Ergebnisse auf das Bauwerk und die Gründung beurteilt und die Sicherheitsnachweise erbringt.

Landläufig und in älterer Literatur [3] findet sich die Bezeichnung „Baugrundgutachter“ und „Baugrundsachverständiger“. In der 1972 zurückgezogenen Ausgabe der DIN 4020 vom Juli 1953 [4] wurde im Abschnitt 7 von „Erdbau- und Gründungsfachleuten“ gesprochen und empfohlen, diese in schwierigen Fällen für die Baugrunderkundung und die Beurteilung des Bodens als Baugrund und Baustoff heranzuziehen. Die DIN 4020 führt in der Ausgabe Oktober 1990 [5] den Begriff „Sachverständiger für Geotechnik“ ein und widmet ihm einen eigenen Abschnitt (Abschn. 5.2), in dem die Aufgaben des Sachverständigen festgelegt werden.

„Sachverständiger“ ist in Deutschland weder ein gesetzlich geschützter Begriff, noch ist er in Rechtsvorschriften definiert. Das Lexikon versteht darunter Personen, die auf einem bestimmten Gebiet eine besondere Sachkunde haben. Eingrenzend wird definiert, daß sich diese Sachkunde durch überdurchschnittliche Kenntnisse und Erfahrungen im betreffenden Sachbereich auszeichnen muß.

In diesem Sinn wurde der Begriff „Sachverständiger für Geotechnik“ in die Neubearbeitung der DIN 4020 [2] übernommen. Im Abschnitt 5.2 werden seine Aufgaben beschrieben und es heißt dort *„Er muß fachkundig und erfahren auf dem Gebiet der Geotechnik sein“*. Überdurchschnittliche Kenntnisse und Erfahrungen werden nicht verlangt, allerdings muß er bei Vorliegen der Geotechnischen Kategorie 3 *„vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf den entsprechenden Teilgebieten besitzen“*.

In der Bearbeitung der DIN 1054 [1] wurde zunächst ebenfalls der Begriff „Sachverständiger für Geotechnik“ verwendet, im Entwurf dieses Normblattes [6] war er noch enthalten. Im Zuge der Verhandlungen über die bauaufsichtliche Einführung dieser Norm war dieser Begriff von den Vertretern der Bauaufsichtsbehörden kritisiert und als bauaufsichtlich nicht einführbar angesehen worden. Als „Sachverständiger“ im Sinne der Gesetze wird danach nur verstanden, wer die Planung eines anderen beurteilt, nicht aber, wer selbst fachkundig plant. Die Einigung besteht darin, den in der Musterbauordnung (MBO) [7] vorgesehenen Begriff des Fachplaners in DIN 1054 [1] zu verwenden. Zur Rolle des Fachplaners wird im § 54 (2) MBO über seine Zusammenarbeit mit dem Entwurfsverfasser ausgeführt: *„Hat der Entwurfsverfasser auf einzelnen Fachgebieten nicht die erforderliche Sachkunde und Erfahrung, so sind geeignete Fachplaner heranzuziehen. Diese sind für die von ihnen gefertigten Unterlagen, die sie zu unterzeichnen haben, verantwortlich. Für das ordnungsgemäße Ineinandergreifen aller Fachplanungen bleibt der Entwurfsverfasser verantwortlich.“* Vor diesem Hintergrund wurde dann im Abschnitt 4.1 der DIN 1054 der Begriff „Fachplaner für Geotechnik“ eingeführt.

Es werden demnach zur Zeit in unserem geotechnischen Regelwerk zwei Begriffe für den Bearbeiter geotechnischer Ingenieuraufgaben verwendet, der „Sachverständige für Geotechnik“ der DIN 4020 [2] und der „Fachplaner für Geotechnik“ der DIN 1054 [1].

Neben diesen, in den geotechnischen Normen DIN 1054 und DIN 4020 geregelten, Aufgaben gibt es in der Geotechnik weitere Aufgabengebiete, für die Sachverständige durch einen staatlichen Rechtsakt ernannt oder bestellt werden. Über die Aufgaben und Bedeutung dieser Sachverständigen wird im Folgenden ebenfalls berichtet.

2 Sachverständiger und Fachplaner für Geotechnik

2.1 Erfordernis

Das Erfordernis für einen Fachplaner bzw. Sachverständigen für Geotechnik ist begründet in der Besonderheit des Baugrunds, der sich von den anderen im Ingenieurbau verwendeten Materialien dadurch unterscheidet, dass er in der Regel nicht gezielt in seinen Eigenschaften hergestellt wird, sondern wie vorgefunden in die Konstruktion des Bauwerks eingebunden werden muss. Da Standsicherheit, Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit jeder Konstruktion zu einem nicht unwesentlichen Teil vom Baugrund abhängen, ist die Kenntnis seiner bodenmechanischen und hydraulischen Eigenschaften eine unabdingbare Voraussetzung. Da der Baugrund aber nicht gezielt hergestellt wird, ergibt sich für ihn ein besonderes Risiko, das Baugrundrisiko, das im Abschnitt 3 der DIN 4020 [2] erstmalig folgendermaßen definiert wird:

3.5 Baugrundrisiko

ein in der Natur der Sache liegendes, unvermeidbares Restrisiko, das bei Inanspruchnahme des Baugrunds zu unvorhersehbaren Wirkungen bzw. Erschwernissen, z. B. Bauschäden oder Bauverzögerungen führen kann, obwohl derjenige, der den Baugrund zur Verfügung stellt, seiner Verpflichtung zur Untersuchung und Beschreibung der Baugrund- und Grund-

wasserverhältnisse nach den Regeln der Technik zuvor vollständig nachgekommen ist und obwohl der Bauausführende seiner eigenen Prüfungs- und Hinweispflicht Genüge getan hat.

Es bedeutet in anderen Worten, dass selbst wenn

- der Auftraggeber, der den Baugrund zur Verfügung stellt, den Baugrund gewissenhaft nach DIN 4020 untersuchen lässt und
- der Bauausführende geprüft hat, ob die für ihn maßgebenden Angaben im Baugrundgutachten enthalten sind,

trotzdem beim Baugrund ein Restrisiko verbleibt, das zu unvorhergesehenen Bauschäden und Bauverzögerungen führen kann. Die Ursache für das Baugrundrisiko liegt darin, dass der Baugrund ein inhomogener, von der Natur vorgegebener Werkstoff ist, der in seiner Gesamtheit nur in Stichproben, d.h. näherungsweise erkundet werden kann. Folglich haben die geotechnischen Untersuchungen nur eine beschränkte Aussagefähigkeit, so dass sowohl die geometrischen Annahmen - also die Schichtgrenzen – als auch die bodenmechanischen Eigenschaften für die Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit immer nur Näherungen sind.

Im Bewußtsein um dieses beim Baugrund verbleibende Restrisiko verlangt DIN 4020, Abschn. 5.3 zwingend die Einschaltung eines Sachverständigen für Geotechnik bei Verhältnissen, die der Geotechnischen Kategorie 2 und 3 entsprechen.

In dem Wissen um die besondere Bedeutung des Baugrundrisikos war es immer ein besonderes Anliegen der zuständigen Normenausschüsse, die Beachtung der DIN 4020 im Planungsprozess bauaufsichtlich zu verankern. Denn normgemäß und rechnerisch richtig durchgeführte und geprüfte geotechnische Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit sind wertlos, wenn die Annahmen über den Aufbau des Baugrunds und die Bodenkennwerte unzureichend oder falsch sind. Die bauaufsichtliche Prüfung der Einhaltung der DIN 4020 wurde seitens der Normenausschüsse als vorbeugende Gefahrenabwehr angesehen. Leider hat sich die Bauaufsicht der Länder nach der Überarbeitung nicht entschließen können, die DIN 4020 bauaufsichtlich einzuführen. Sie hat das u.a. damit begründet, dass in der eingeführten DIN 1054 mehrfach auf die DIN 4020 verwiesen wird. Das ist gut und richtig, doch ist ein Verweis in einer DIN für einen Prüfer keine zwingende Verpflichtung, zu kontrollieren, ob die zitierte DIN auch beachtet wurde. Gerade das sollte erreicht werden. Insofern bleibt hier eine Sicherheitslücke, weil das „Vier-Augen-Prinzip“ bei den Baugrunduntersuchungen baurechtlich nicht zwingend gefordert wird [13]. Gerade wegen des Baugrundrisikos sollte es aus Gründen der Sicherheit selbstverständlich sein, das „Vier-Augen-Prinzip“ auch für den Baugrund zwingend einzuhalten und in der Bauordnung festzuschreiben. Dies hat die Bauaufsicht der Länder aus falsch verstandener politischer Loyalität versäumt. Der Bauherr wurde mit dem Baugrundrisiko allein gelassen!

2.2 Tätigkeitsbereiche

Bei dem Sachverständigen für Geotechnik (DIN 4020) und dem Fachplaner für Geotechnik (DIN 1054) muss es sich nicht um dieselbe Person handeln, praktisch wird es sich häufig auch nicht um dieselbe Person handeln. DIN 1054 merkt dazu im Abschnitt 4.2 an: *„Die Erstellung des Geotechnischen Untersuchungsberichtes und die Erstellung des geotechnischen Entwurfsberichtes können in einer Hand liegen, sofern die dafür erforderliche Sachkunde und Erfahrung vorliegen.“* DIN 4020 führt in der Anmerkung 1 zu Abschnitt 5.2 dazu

aus: „Der vom Bauherrn beauftragte Sachverständige für Geotechnik ist beratend und gutachtlich vor und bei der Entwurfsplanung, ggf. als Entwurfsverfasser geotechnischer Nachweise ... tätig.“

Die Aufgaben des Sachverständigen für Geotechnik der DIN 4020 liegen entsprechend dem Anwendungsbereich der DIN in erster Linie im Bereich der Planung, Überwachung und Beurteilung der Ergebnisse der Baugrunduntersuchungen im Hinblick auf die Gründungsmöglichkeiten und auf die Wechselwirkung zwischen Baugrund und Bauwerk. Dagegen liegen die Aufgaben des Fachplaners für Geotechnik der DIN 1054 vor allem in der fachtechnischen Begleitung des Planungsprozesses, als er sicherzustellen hat, dass die anzuwendenden geotechnischen Normen bei den Nachweisen der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit umfassend und richtig angewendet werden. Dabei überschneiden sich die in den beiden Normen beschriebenen Aufgaben in weiten Bereichen (Bild 1).

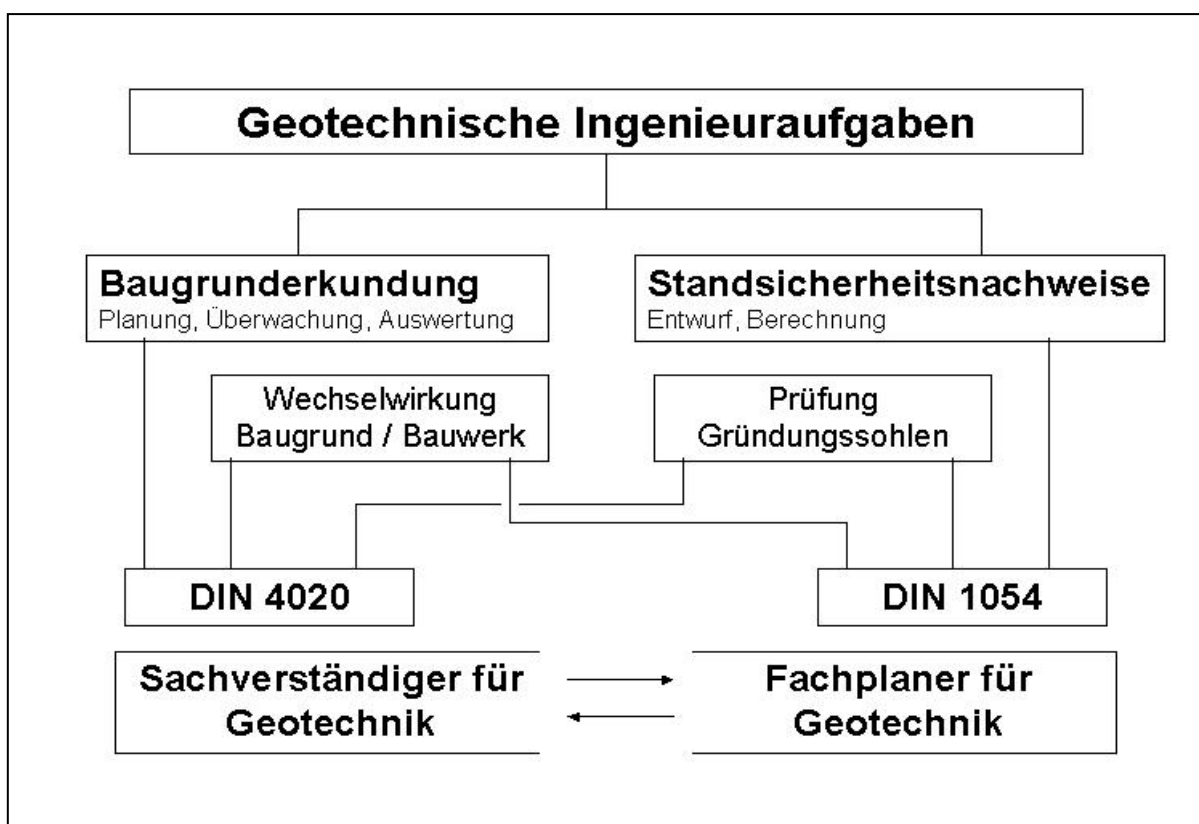


Bild 1: Geotechnische Ingenieuraufgaben

Die Aufgabenteilung findet ihre Entsprechung in der Honorarordnung für Architekten und Ingenieure (HOAI) [12]. Während die Leistungen des Sachverständigen für Geotechnik nach DIN 4020 ihre honorarmäßige Bewertung im Teil XII „Leistungen für Erd- und Grundbau“ der HOAI finden (§§ 91 ff HOAI), sind die Leistungen des Fachplaners für Geotechnik nach DIN 1054 im Teil VIII „Leistungen bei der Tragwerksplanung“ (§§ 62 ff HOAI) erfasst, soweit es Standsicherheitsberechnungen betrifft und im Teil VII „Leistungen bei Ingenieurbauwerken und Verkehrsanlagen“ (§§ 51 ff HOAI) soweit es den Entwurf betrifft (Bild 2). Einige nach DIN 1054 zu erbringende Leistungen des Fachplaners für Geotechnik werden andererseits durch

den Teil XII §§ 91 ff HOAI erfasst, wie z.B. die Festlegung der charakteristischen Bodenkennwerte (Abschn. 5.3.1) und die Überprüfung der Gründungssohle (Abschn. 7.1 (5)).

Mögen vor diesem Hintergrund zwei unterschiedliche Benennungen für die geotechnischen Fachingenieure gerechtfertigt erscheinen, muß aus der Sicht des geotechnischen Berufsbildes doch angestrebt werden, eine einheitliche Bezeichnung des Fachingenieurs einzuführen. Da die beiden verschiedenen Namen „Sachverständiger“ und „Fachplaner“ in den beiden Normen DIN 4020 und DIN 1054 derzeit festgeschrieben sind, bietet sich erst bei Überarbeitung des einen oder des anderen Normblattes die Gelegenheit, im geotechnischen Regelwerk zur wünschenswerten einheitlichen Bezeichnung zu kommen.

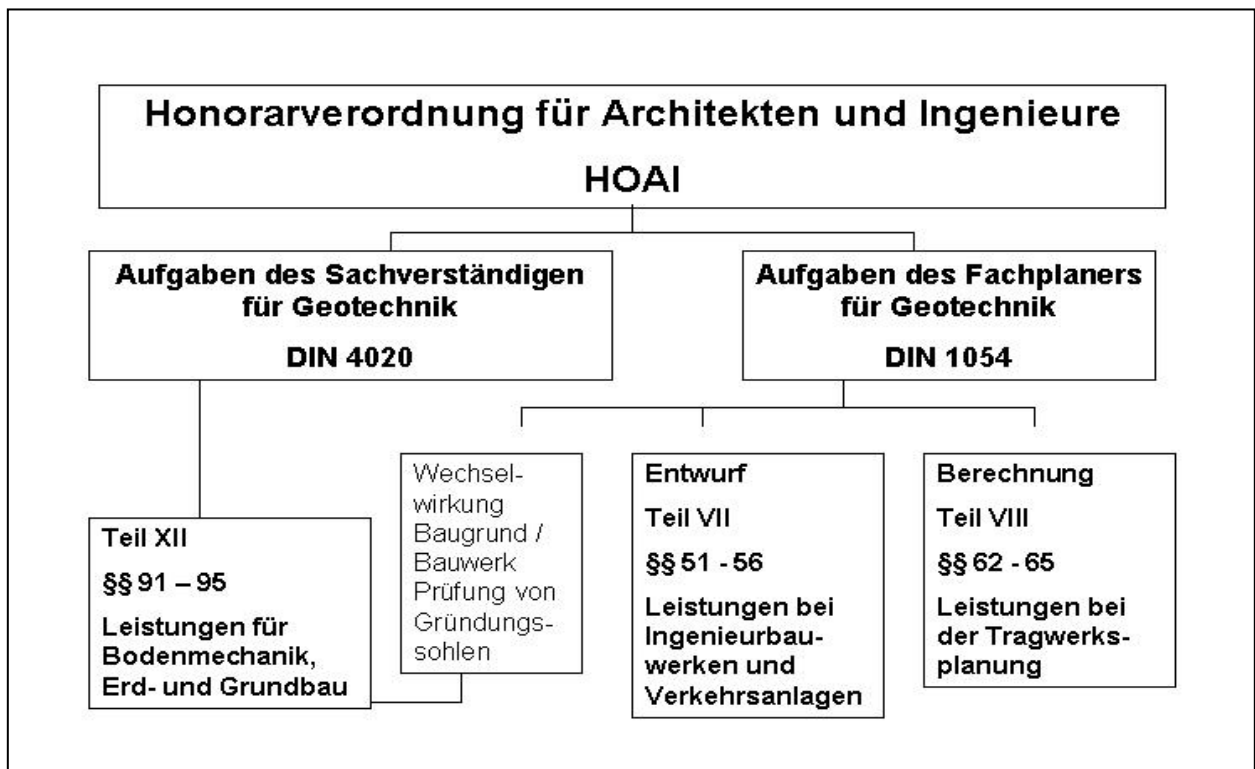


Bild 2: Geotechnische Ingenieuraufgaben in der HOAI

2.3 Aufgaben

Die Tätigkeit des Fachplaners bzw. Sachverständigen für Geotechnik (im Folgenden im Sinne einer einheitlichen Berufsbezeichnung FfG genannt) für ein Bauvorhaben läßt sich in drei Phasen gliedern

- Baugrunderkundung einschl. Beurteilung der Wechselwirkung Boden-Bauwerk
- Entwurfsaufstellung einschließlich zugehöriger Standsicherheitsnachweise und
- Begleiten der Bauausführung einschließlich ggf. erforderlicher Messungen zur Überwachung

Die Ergebnisse der Bearbeitungsphasen „Baugrunderkundung“ und „Entwurfsaufstellung“ werden durch geotechnische Berichte dokumentiert. Während DIN 4020, Abschn. 3.16 [2] die zusammenfassende Darstellung und Bewertung aller geotechnischen Untersuchungen als „Geotechnischen Bericht“ bezeichnet, fordert DIN 1054, Abschn. 4.6 (2) [1] die Zusammenfassung der Angaben zu Entwurf, Berechnung und Bemessung in einem „Geotechni-

schen Entwurfsbericht". Zur Verdeutlichung der mit den Berichten verbundenen Inhalte wird dem Eurocode EC 7-1 [9] gefolgt, nach dem zwischen dem „Geotechnischen Untersuchungsbericht“ (EC 7-1, Abschn. 3.4) und dem „Geotechnischen Entwurfsbericht“ (EC 7-1, Abschn. 2.8) unterschieden wird.

Entsprechend den vorgenannten Arbeitsphasen werden dem FfG in DIN 1054 und DIN 4020 konkrete Aufgaben zugeordnet:

- In der Regel beginnt ein Bauprojekt damit, dass ein Bauherr ein Ingenieurbüro - als Entwurfsverfasser - mit der Planung für sein Bauvorhaben beauftragt. Falls der Entwurfsverfasser selber keine ausreichende Kompetenz auf dem Gebiet der Geotechnik besitzt, muss er nach § 54 MBO den Bauherrn auf die Notwendigkeit der Beauftragung eines FfG und von geotechnischen Untersuchungen hinweisen. Der Bauherr hat dann einen FfG mit der Planung, Überwachung und Bewertung der Baugrunduntersuchungen zu betrauen. Es versteht sich, dass die Koordinationsverantwortung der gesamten weiteren Planung beim Entwurfsverfasser verbleibt (siehe § 54 MBO). Nachdem der Entwurfsverfasser den FfG über den Stand der Planung informiert und entsprechende Unterlagen übergeben hat, hat der FfG eine Ortsbegehung durchzuführen und daraufhin die erforderlichen Baugrunduntersuchungen und Messungen zu planen und zu überwachen (DIN 4020, Abschn. 5). Die Ergebnisse der Untersuchungen sind Grundlage für den Geotechnischen Untersuchungsbericht (Baugrundgutachten). Er enthält:
 - die Auswertung und Bewertung der Untersuchungsergebnisse in Form eines geometrischen Berechnungsmodell für den Baugrundaufbau mit den charakteristischen Werten für die Bodenkenngößen,
 - die Festlegung der geotechnischen Kategorie für die Baumaßnahme,
 - die Prüfung, ob weitere Baugrunduntersuchungen notwendig sind und
 - eine Gründungsempfehlung als Folgerung aus den Baugrunduntersuchungen.

Geotechnische Untersuchungsberichte (Baugrundgutachten) *„dokumentieren die Kunst des Möglichen beim Abbau des Baugrundrisikos“* [3]. Sie müssen Kriterien aufweisen, *„mit deren Hilfe der durch die Vielgestaltigkeit des Baugrunds vorgegebene Ermessungsspielraum soweit verengt wird, daß eine quantitativ hinreichend gesicherte technische Bearbeitung der Bauaufgabe durch einen Bauingenieur oder Architekten möglich wird“* [3].

- Auf Grundlage des Geotechnischen Untersuchungsberichts wird dann der Entwurfsverfasser einen Gründungsentwurf aufstellen, wobei er sich vom FfG insbesondere zur Wechselwirkung von Bauwerk und Baugrund beraten lässt. Außerdem stellt er Unterlagen zur Verfügung, denn der FfG hat
 - die Einstufung der Geotechnischen Kategorie (GK) zu überprüfen,
 - die Annahmen der Nachweise zu begründen,
 - auf die Vollständigkeit der Nachweise der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit zu achten - nicht zu prüfen, denn dafür ist der Prüfstatiker bzw. der Prüfsachverständige für Erd- und Grundbau zuständig - und
 - ggf. die Erfordernis der Beobachtungsmethode zu begründen.

Die Ergebnisse seiner Überprüfungen und Empfehlungen einschließlich der zugrunde liegenden Annahmen hat der FfG in dem Geotechnischen Entwurfsbericht zusammenzufassen. Damit ist die Planungsphase abgeschlossen.

- Nach Auftragserteilung hat der Entwurfsverfasser noch einmal sicher zu stellen, dass die zur Erstellung des Geotechnischen Entwurfsberichts maßgebenden Angaben noch zutreffen. Mit dem Baubeginn kommt dem FfG insofern noch einmal eine sehr wichtige Aufgabe zu, als er den im Geotechnischen Untersuchungsbericht angegebenen Schichtenaufbau beim Aushub der Baugrube bis zur Baugrubensohle zu überprüfen hat (DIN 1054 Abschn. 7.2 (5) und DIN 4020 Abschn. 7.5.1). Während der Gründungsarbeiten treten oft unvorhergesehene geotechnische Fragen auf, bei denen der FfG beratend zur Verfügung steht. In manchen Fällen stellt sich heraus, dass auch nach der Fertigstellung des Bauwerks eine weitere Überwachung notwendig ist. Diese ist dann vom Bauherrn zu veranlassen.

2.4 Anforderungen

Der FfG wird in DIN 1054 [1] im Abschnitt 4.1 genannt, in dem grundlegende Anforderungen zur Gewährleistung der Sicherheitsnachweise beschrieben werden. Hier wird gefordert, dass Fachplaner *„über die zur Bewältigung ihres Aufgabenbereichs erforderliche Sachkunde und Erfahrung“* verfügen müssen. Im Weiteren wird der Begriff „Fachplaner für Geotechnik“ in DIN 1054 nicht mehr erwähnt. Es werden aber Aufgaben beschrieben, die geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen bzw. vertiefte geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen voraussetzen.

So fordert DIN 1054 im Abschnitt 4.1 für Bauwerke der Geotechnischen Kategorie 2 *„eine ingenieurmäßige Bearbeitung und einen rechnerischen Nachweis der Standsicherheit und der Gebrauchstauglichkeit auf der Grundlage von geotechnischen Kenntnissen und Erfahrungen“*, bei Bauwerken der Geotechnischen Kategorie 3 müssen vertiefte geotechnische Kenntnisse und Erfahrungen vorhanden sein. Auch zur Erstellung des Geotechnischen Entwurfsberichts wird *„Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik“* gefordert (DIN 1054, Abschn. 4.6 (2)). In den Abschnitten 6.4.2 (7) und 6.4.2 (6) wird *„Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik“* bei der Herabsetzung des Teilsicherheitsbeiwertes gefordert. *„Sachkunde und Erfahrung auf dem Gebiet der Geotechnik“* sind auch erforderlich, wenn die Baugrube spätestens nach deren Aushub überprüft wird (DIN 1054, Abschn. 7.1 (5), ebenso im Hinblick auf die Vergleichbarkeit von Pfahlprobebelastungsergebnissen (DIN 1054, Abschn. 8.4.2 (2)) und bei der Ableitung charakteristischer Widerstands-Setzungs-(Hebungs-) Linien aus Pfahlprobebelastungen (DIN 1054, Abschn. 8.4.2 (8)). In keinem Falle wird das auf dem Gebiet der Geotechnik sachkundig und erfahrene Individuum beim Namen genannt.

Zwar nicht sachkundig, dafür aber fachkundig und erfahren auf dem Gebiet der Geotechnik muß nach der Forderung der DIN 4020, Abschn. 5.2 der FfG (Sachverständiger für Geotechnik) sein. Vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf entsprechenden Teilgebieten muß der FfG bei Vorliegen der Kategorie 3 besitzen (DIN 4020, Abschn. 5.2).

Es ist also ein eher allgemeines und wenig verbindliches Anforderungsprofil, das sowohl aus DIN 1054 als auch aus DIN 4020 hinsichtlich der Qualifikation des Fachplaners bzw. Sachverständigen für Geotechnik ableitbar ist. Wann jemand Sachkunde oder Fachkunde

und Erfahrungen oder gar vertiefte Kenntnisse und Erfahrungen auf dem Gebiet der Geotechnik für sich beanspruchen kann, ist ebenso wenig aus dem Normtexten herauslesbar, wie die Antwort auf die Frage, wer das Vorhandensein derartiger Eigenschaften überprüft. Das ist zwar nicht die Aufgabe von Normen, dennoch ist festzustellen, dass hier ein Vakuum verbleibt, zumal auch im Bauordnungsrecht Anforderungen an Qualität und Ausbildung des geotechnischen Bearbeiters nicht enthalten sind. Die tägliche Praxis zeigt dann auch, daß sich insbesondere die Tätigkeiten, die durch DIN 4020 vorgegeben werden, allzu viele zutrauen. Baugrundgutachten erstellen kann zwar nicht jeder, aber (fast) jeder macht es inzwischen. Auch hinsichtlich dieser Entwicklung ist die Beachtung des „Vier-Augen-Prinzips“ in der Geotechnik dringend geboten. Das Instrumentarium dazu ist vorhanden, wie der folgende Abschnitt 3 zeigen wird, es muß nur genutzt werden

3 Sachverständige für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht

Von der Bundesingenieurkammer wird seit 1998 das „Verzeichnis der anerkannten Sachverständigen für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht“ geführt. Bis zu diesem Zeitpunkt waren „Institute für Erd- und Grundbau“ mit den „für die Prüfung verantwortlichen Fachleuten“ in einer Liste verzeichnet, die das Deutsche Institut für Bautechnik (DIBt) führte. In der jetzigen Liste der Bundesingenieurkammer werden also nicht mehr Institute sondern ausschließlich natürliche Personen aufgeführt, die „anerkannte Sachverständige für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht“ genannt werden. Sowohl die ehemalige Liste des DIBt als auch die aktuelle Liste der Bundesingenieurkammer war bzw. ist auf die Mitwirkung bei der Prüfung von Bauvorlagen im Sinne des Bauordnungsrechts ausgerichtet.

Der Sachverständige für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht hat die Aufgabe, Bauaufsichtsbehörden oder die von ihr beauftragten Personen (Prüfingenieure) auf dem Gebiet der Bodenmechanik und des Erd- und Grundbaus zu unterstützen und zu beraten. Er verwirklicht damit im baurechtlichen Sinne das Vier-Augen-Prinzips bei Aufstellung und Prüfung von Bauvorlagen, nimmt allerdings keine hoheitlichen bauaufsichtlichen Aufgaben wahr (§ 2(2) M-PPVO, Muster-Verordnung über die Prüfingenieure und Prüfsachverständigen. Seine Aufgaben werden wie folgt beschrieben (§ 25 M-PPVO): *„Prüfsachverständige für Erd- und Grundbau bescheinigen die Vollständigkeit und Richtigkeit der Angaben über den Baugrund hinsichtlich Stoffbestand, Struktur und geologischer Einflüsse, dessen Tragfähigkeit und die getroffenen Annahmen zur Gründung oder Einbettung der baulichen Anlage.“* Insbesondere gilt seine der Tätigkeit der Beurteilung

- der Baugrundverformung und ihrer Wirkung auf die bauliche Anlage,
- der Sicherheit der Gründung,
- der Wahl der bodenmechanischen Kenngrößen.

Die Musterbauordnung ist mit den dazugehörigen Verordnungen in den letzten Jahren überarbeitet worden. Im Zuge dieser Überarbeitung wurde mit der M-PPVO [8] der Sachverständige für Erd- und Grundbau umbenannt in „Prüfsachverständiger für den Erd- und Grundbau“. Im § 13 M-PPVO wird seine Einschaltung wie folgt geregelt: *„(3) ... Verfügt der Prüfingenieur für Standsicherheit nicht über die zur Beurteilung der Gründung erforderliche Sachkunde oder hat er Zweifel hinsichtlich der verwendeten Annahmen oder der*

bodenmechanischen Kenngrößen, sind von ihm im Einvernehmen mit dem Auftraggeber Prüfsachverständige für den Erd- und Grundbau einzuschalten.“

Weder die Musterbauordnung (MBO) noch die Muster-Verordnung über die Prüfsachverständigen (M-PPVO) sind zur Zeit bundesweit eingeführt. Es gelten z. Zt. bis auf Bremen und Baden-Württemberg landesrechtliche Regelungen, d.h. die Länder haben sich Sachverständigenordnungen, Bausachverständigenordnungen, Verfahrensordnungen zur Anerkennung von Sachverständigen, Durchführungsverordnungen und ähnliches Regelwerk gegeben. Bremen und Baden-Württemberg verfahren nach der M-PPVO.

Die föderalistische Parzellierung bringt nicht nur verschiedene Verordnungsbezeichnungen mit sich, sondern auch verschiedene Bezeichnungen für den Sachverständigen. In den meisten Bundesländern heißt er „Anerkannter Sachverständiger für Erd- und Grundbau“ in wenigen wird er „Prüfsachverständiger für den Erd- und Grundbau“ genannt, so wie in der M-PPVO vorgesehen.

Einheitlich setzen alle Länder im Anerkennungsverfahren Gutachten bzw. Stellungnahmen eines Beirates bei der Bundesingenieurkammer voraus. Die fachliche Beurteilung der Antragsteller ist damit Sache der Bundesingenieurkammer, die sich dieses Beirates für Erd- und Grundbau bedient. Seit dem Jahre 2004 ist der Beirat besetzt mit den Universitäts-Professoren Dr.-Ing Rolf Katzenbach, Dr.-Ing Werner Richwien und Dr.-Ing. Norbert Vogt sowie den Beratenden Ingenieuren Dr.-Ing. Jens Karstedt und Prof. Dr.-Ing. Dietmar Placzek.

Grundlage der Anerkennung dieser Sachverständigen nach Bauordnungsrecht ist neben der M-PPVO überwiegend noch die Muster-Verordnung über die Anerkennung von Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht vom 18.09.1997 (M-SEGVO) [10]. Je nach Landesrecht werden die Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau durch die obersten Bauaufsichtsbehörden oder die Ingenieurkammern anerkannt.

Der Sachverständige für Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht kann weder von sich aus tätig werden, noch sieht das Bauordnungsrecht zwingend seine Tätigkeit vor. Es ist Ermessenssache der Bauaufsichtsbehörde oder des Prüfsachverständigen und damit in deren Belieben gestellt, ihn hinzu zu ziehen oder nicht. Das ist unbefriedigend, dem Sicherheitsgedanken im Bauwesen oft zuwiderlaufend und führt in der Praxis dazu, daß der Prüfsachverständige für den Erd- und Grundbau allzu häufig leider nicht hinzugezogen wird und damit beim Vier-Augen-Prinzip häufig mindestens ein Auge geschlossen bleibt.

4 Öffentlich bestellte und vereidigte (öbv) Sachverständige

Sachverständige können öffentlich bestellt und vereidigt werden. Damit wird diesen Personen durch einen staatlichen Rechtsakt eine besondere Qualifikation zuerkannt. Grundlage für das Verfahren ist die Gewerbeordnung (GewO) [11], die im § 36, Abs. 1 regelt, dass „Personen, die als Sachverständige gewerbsmäßig tätig werden wollen, durch die von den Landesregierungen bestimmten Stellen nach deren Ermessen für bestimmte Sachgebiete öffentlich bestellt werden“. Voraussetzung ist der Nachweis besonderer Sachkunde. Es dürfen keine Bedenken gegen die Eignung der Antragsteller bestehen. „Sie sind darauf zu

vereidigen, daß sie ihre Aufgaben gewissenhaft und unparteiisch erfüllen und die von ihnen angeforderten Gutachten gewissenhaft und unparteiisch erstatten werden“ (§36 Abs.1 GewO).

Die Landesregierungen können die öffentliche Bestellung von Sachverständigen auf die obersten Landesbehörden übertragen (§36 Abs.4 GewO), und falls weder Landesregierung noch oberste Landesbehörden von dieser Ermächtigung Gebrauch machen, können Körperschaften des öffentlichen Rechts durch Satzung die erforderlichen Vorschriften über die Voraussetzungen für die Bestellung sowie die Befugnisse und Verpflichtungen der öffentlich bestellten und vereidigten Personen erlassen (§36 Abs.4 GewO).

Die öffentliche Bestellung und Vereidigung von Sachverständigen ist also Angelegenheit der Bundesländer. Fast alle Bundesländer haben die Aufgabe an Körperschaften des öffentlichen Rechts übertragen. Es sind dies die Industrie- und Handelskammern (IHK), in einigen Bundesländern, wie z.B. Niedersachsen, bestellt auch die Ingenieurkammer Sachverständige. Außerhalb des Ingenieurwesens bestellen noch die Handwerkskammern und die Landwirtschaftskammern Sachverständige.

Die Industrie- und Handelskammern und die Ingenieurkammern haben als bestellende Körperschaften Satzungen und Verordnungen verabschiedet, nach denen sie die Voraussetzungen für die öffentlichen Bestellung und Vereidigung und deren Vornahme sowie die Pflichten des Sachverständigen regeln.

Voraussetzung für die Bestellung ist u.a., daß der Sachverständige überdurchschnittliche Fachkenntnisse (Besondere Sachkunde) und eine angemessene Berufspraxis auf dem angestrebten Bestellungsgebiet nachweist. Das Verfahren hinsichtlich des Nachweises der besonderen Sachkunde, der Fähigkeit, Gutachten zu erstatten und der persönlichen Eignung des Antragstellers wird durch Sachverständigenprüfungsordnungen geregelt. Das Prüfungsverfahren wird durch den Sachverständigenausschuß durchgeführt.

Es gibt keine einheitliche Bezeichnung des Fach- bzw. Bestellungsgebietes. Stattdessen bestimmt der Antragsteller das Bestellungsgebiet, meistens im Rahmen von Vorgaben der bestellenden Körperschaft. Beispielsweise hat die Ingenieurkammer Niedersachsen sich eine Nomenklatur für Sachverständige gegeben, aus der das Bestellungsgebiet auszuwählen ist. So lauten die Bezeichnungen beispielsweise „öbv Sachverständiger für Baugrunduntersuchungen, Gründungen“ oder „für Erd- und Grundbauwerke“ oder „für Geotechnik“.

Eine Hauptaufgabe der öffentlich bestellten und vereidigten Sachverständigen ist es, in rechtlichen Streitfällen und Selbständigen Beweisverfahren bei Gerichten durch Gutachten zur Entscheidungsfindung beizutragen. Hier sei am Rande angemerkt, welche Wertschätzung das Fachgebiet „Erd- und Grundbau“ beim Gesetzgeber genießt. Seit dem 01. Juli 2004 gilt das neue Justizvergütungs- und Entschädigungsgesetz (JVEG), nach dem sich u.a. die Vergütung der Sachverständigentätigkeit vor Gericht regelt. Das Honorar, das der Sachverständige je Arbeitsstunde beanspruchen kann, ist in 10 Honorargruppen, aufsteigend von Honorargruppe 1 bis zur Honorargruppe 10, gegliedert. Die Zuordnung der Leistungen bestimmt sich nach einer Tabelle, in der das Fachgebiet „Erd- und Grundbau“ der Honorargruppe 3 zugeordnet wird, also den drittniedrigsten Stundensatz zugeordnet bekommt, das sind ca. 63 % des Honorarsatzes der höchsten Honorargruppe. Dagegen darf

ein Sachverständiger, der sich mit der Abrechnung im Hoch- und Ingenieurbau befassen muß, die Honorargruppe 6 beanspruchen.

5 Zusammenfassung

Der Baugrund ist ein inhomogener, von der Natur vorgegebener Werkstoff, der in seiner Gesamtheit nur in Stichproben, d.h. näherungsweise erkundet werden kann. Daraus ergibt sich selbst bei gewissenhafter Einhaltung der die Baugrunderkundung regelnden Normen das Baugrundrisiko als ein unvermeidbares Restrisiko.

Die DIN 4020 (2003) wurde bauaufsichtlich nicht eingeführt. Gerade angesichts des Baugrundrisikos ergibt sich damit eine Sicherheitslücke, da beim Baugrund das sonst im Bauwesen praktizierte „Vier-Augen-Prinzip“ bei der Ermittlung des Schichtenaufbaus und der Festlegung der Bodenkennwerte bauaufsichtlich nicht zwingend gefordert wird.

Die mit dem Baugrund verbundenen Risiken können nur dann auf das unvermeidbare Restrisiko des Baugrundrisikos reduziert werden, wenn die DIN 4020 und die DIN 1054 bei Baugrunderkundung, der Bauplanung und Baudurchführung strikt beachtet werden.

Zentrale Bedeutung kommt dabei dem *Sachverständigen für Geotechnik* der DIN 4020 bzw. dem *Fachplaner für Geotechnik* der DIN 1054 zu, die vom Entwurfsverfasser nach MBO dann heranzuziehen sind, wenn der Entwurfsverfasser in der Geotechnik nicht über die erforderliche Sachkunde und Erfahrung verfügt.

Die wünschenswerte einheitliche Berufsbezeichnung für die Bearbeiter der geotechnischen Ingenieuraufgaben nach DIN 4020 und DIN 1054 scheitert augenblicklich noch daran, daß beide Normblätter erst in den letzten Jahren neu erschienen sind. Bei der Überarbeitung der Normblätter sollte dann ein einheitlicher Begriff eingeführt werden.

Anforderungen an Qualifikation und Ausbildung der geotechnischen Bearbeiter werden in Normen DIN 1054 und DIN 4020 nur allgemein und unverbindlich formuliert, im Bauordnungsrecht sind keine Anforderungen enthalten.

Da die Prüfsachverständigen in der Regel nicht über ausreichende Kenntnisse bei der Bewertung von Baugrunduntersuchungen und Durchführung von Nachweisen zur Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit verfügen, sollten sie sich zur Umsetzung des „Vier-Augen-Prinzips“ bei Bauwerken der Geotechnischen Kategorie 2 und 3 eines *Prüfsachverständigen für Erd- und Grundbau* bedienen, wie es die Muster-Verordnung über die Prüfsachverständigen und Prüfsachverständigen [8] vorsieht.

Der öffentlich bestellte und vereidigte (öbv) Sachverständige unterstützt die Gerichte in rechtlichen Streitfällen und Selbständigen Beweisverfahren durch Gutachten bei ihren Entscheidungsfindungen. Fast alle Bundesländer haben die Bestellung und Vereidigung von Sachverständigen an Körperschaften des öffentlichen Rechts wie die Industrie- und Handelskammern (IHK) oder die Ingenieurkammern übertragen.

6 Literatur

- [1] DIN 1054 „Baugrund; Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“, Ausgabe Jan. 2005
- [2] DIN 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“, Ausgabe Sept. 2003
- [3] SMOLTCZYK, U.: Baugrundgutachten. - In: SMOLTCZYK, U. (Hrsg.): Grundbautaschenbuch, 3. Auflage, Teil 1 S.6 –12, Ernst & Sohn, Berlin, München, Düsseldorf 1980
- [4] DIN 4020 „Bautechnische Bodenuntersuchungen – Richtlinien“, Ausgabe Juli 1953
- [5] DIN 4020 „Geotechnische Untersuchungen für bautechnische Zwecke“, Ausgabe Okt. 1990
- [6] DIN 1054 „Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau“ – Entwurf, Dez. 2000
- [7] Musterbauordnung (MBO) Fassung Nov. 2002
- [8] Muster-Verordnung über die Prüferingenieur und Prüfsachverständigen nach § 85 Abs. 2 MBO (M-PPVO)
- [9] Eurocode 7 Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik – Teil 1: Allgemeine Regeln, Sept. 2003
- [10] Muster - Verordnung über die Anerkennung von Prüfsachverständigen für den Erd- und Grundbau nach Bauordnungsrecht vom 18.09.1997 (M-SEGVO)
- [11] Gewerbeordnung (GewO) vom 21.06.1869, in der Fassung der Bekanntmachung vom 22.02.1999, zuletzt geändert durch Art. 2 Abs. 2 G vom 07.07.2005
- [12] Honorarordnung für Architekten und Ingenieure in der Fassung der Fünften ÄnderungsVO unter Berücksichtigung des Neunten Euro-Einführungsgesetzes (HOAI), Stand 1. Januar 2002
- [13] KATZENBACH, R. & KINZEL, J.: Das Vier-Augen-Prinzip bei Baugrundgutachten. – Der Prüferingenieur, Nr. 18 – April 2001

Verzeichnis der Autoren

Dr.-Ing. Jochen Fillibeck	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München j.fillibeck@bv.tum.de
Dipl.-Ing. Winfried Glitsch	DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und bau GmbH	Zimmerstraße 54 10117 Berlin
Dipl.-Ing. Helmut Hass	CDM Consult GmbH	Am Umweltpark 3-5 44793 Bochum helmut.hass@cdm-ag.de
Dr.-Ing. D. Handke	Prof. Dr.-Ing. B. Maidl, Dipl.- Ing. R. Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG Tunnelbau und Geotechnik	Universitätsstraße 142 44799 Bochum IMM.Bochum@t-online.de
Dipl.-Ing. Johann Herdina	Brenner Eisenbahn GmbH	Neuhauserstraße 7 6020 Innsbruck Österreich gft@beg.co.at
Dr.-Ing. Tilman Holfelder	Bundesanstalt für Wasserbau	Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe tilman.holfelder@baw.de
Dipl.-Ing. Werner Hofer	Max Bögl GmbH & Co. KG Zentralbereich Tunnelbau	Frankfurter Ring 105 80807 München
Dr.-Ing. Jan Kayser	Bundesanstalt für Wasserbau	Kußmaulstraße 17 76187 Karlsruhe jan.kayser@baw.de
Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke	Ing.-Büro Prof. Dr.-Ing. Kirschke Felsmechanik und Tunnelbau	Gutenbergstraße 9 76275 Ettlingen prof.kirschke@t-online.de
Dipl.-Ing. Anette Lächler	Züblin Spezialtiefbau GmbH	Albstadtweg 1 70567 Stuttgart hv-tbt.laechler@zueblin.de

Dipl.-Ing. R. Maidl	Prof. Dr.-Ing. B. Maidl, Dipl.-Ing. R. Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG Tunnelbau und Geotechnik	Universitätsstraße 142 44799 Bochum IMM.Bochum@t-online.de
Dipl.-Ing. Christof Maier	Ed. Züblin AG Technisches Büro Tiefbau	Lautlinger Weg 3 70567 Stuttgart hv-tbt.maier@zueblin.de
Dipl.-Ing. Jörg Martini	Josef Möbius Bau- Aktiengesellschaft Abt. Sonderbauverfahren	Brandstücken 18 22549 Hamburg j.martini@moebiusbau.de
Dipl.-Ing. R. Maidl	Prof. Dr.-Ing. B. Maidl, Dipl.-Ing. R. Maidl Beratende Ingenieure GmbH & Co. KG Tunnelbau und Geotechnik	Universitätsstraße 142 44799 Bochum IMM.Bochum@t-online.de
Dipl.-Ing. Joachim Meier	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau	Arbeitsgemeinschaft Nord-Süd Stadtbahn Köln Los Süd Bonner Straße 126 50968 Köln joachim.meier@stadtbahn-sued.de
Dipl.-Ing. Heiko P. Neher	Züblin Spezialtiefbau GmbH	Albstadtweg 1 70567 Stuttgart hv-tbt.neher@zueblin.de
Dipl.-Ing. Gerrit Pelz	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München g.pelz@bv.tum.de
Dipl.-Ing (FH) Franz Piller	Stadt Freising Stadtentwässerung	Amtsgerichtsgasse 1 85354 Freising franz.piller@freising.de
Dr.-Ing. Wolfgang Rauscher	Ingenieurbüro EDR GmbH	Dillwächterstr. 5 80686 München dr.rauscher@edr-muc.de
Dr.-Ing. Franz-Reinhard Ruppert		Löwenwall 6 38100 Braunschweig ruppert@ruppert-grundbau.de

Dipl.-Ing. Albert Scheller	DB ProjektBau GmbH NL Süd Projektzentrum München 2	Arnulfstraße 27 80335 München albert.scheller@bahn.de
Dipl.-Ing. J. Schmidt	DYWIDAG Bau GmbH Technisches Büro	Mies-van-der-Rohe-Str. 6 80807 München jan.schmidt@dywidag.de
Dr.-Ing. Bernd Schuppen- ner	Bundesanstalt für Wasserbau	Postfach 21 02 53 76152 Karlsruhe
Dr.-Ing. Jürgen Schwarz	DYWIDAG Bau GmbH Technisches Büro	Mies-van-der-Rohe-Str. 6 80807 München juergen.schwarz@dywidag.com
Professor Dr.-Ing. Jörgen S. Steenfelt	COWI A/S	Parallelsvej 2 2800 Kongens Lyngby Denmark jos@cowi.dk
M. Topolnicki, prof. dr hab. inz.	Gdańsk University of Technol- ogy & Keller Polska Sp. z o.o.	Rdestowa 51a Gdynia Polen mtopolnicki@keller.com.pl
Dr.-Ing. Ulrich Trunk	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach U.Trunk@Kellerholding.com
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München Vogt@bv.tum.de
Dipl.-Ing (FH) Marcus Weber	Ingenieurbüro EDR GmbH	Dillwächterstr. 5 80686 München
Dipl.-Ing. Martin Wohl- ketzetter	Landeshauptstadt München Baureferat U-Bahn-Bau	Friedenstraße 40 81660 München martin.wohlketzetter @muenchen.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	Kröber, 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	Nimmesgern, 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 Prüfamnt 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

