

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 57

Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus

07.03.2014

München 2014

ISBN: 978-3-943683-30-1

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

Herausgegeben von N. Vogt

Druck und Einband: Meissnerdruck GmbH, Oberaudorf

Inhaltsverzeichnis

Vorwort des Herausgebers	1
Jeddah Kingdom Tower – polymergestützte Herstellung von Großbohrpfählen in schwierigem Baugrund DrIng. Henning Lesemann, DiplIng. Harald Heinzelmann BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen	3
Wiederverwendung erdbautechnisch schwieriger Böden und Baustoffe als Beitrag zur Ressourceneffizienz DrIng. Dirk Heyer, DiplIng. Christoph Henzinger Zentrum Geotechnik, TU München	13
Zwei Baugruben in Lagos – Spezialtiefbau in Nigeria DiplIng. Gebhard Dausch, Bilfinger Spezialtiefbau GmbH, Mannheim	27
Neue einfache Ermittlung der Einbindetiefe von Verbauwänden bei Gefährdung durch hydraulischen Grundbruch DrIng. Benjamin Aulbach, ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aachen Prof. DrIng. Martin Ziegler, Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen	33
Hangsicherung Roggwil-Wynau: Sanierung eines seit 150 Jahren bekannten Rutschhanges DrIng. Stefan Irngartinger, Dr. Walter Steiner, B + S AG, Bern, Schweiz	43
Kombilösung Karlsruhe Technische Herausforderungen und ihre Lösungen DiplIng. Frank Nenninger, KASIG GMBH, Karlsruhe, DrIng. Stefan Opheys, Zerna, München DiplIng. Holger Jud, Smoltczyk & Partner, Stuttgart	59
Geotechnische Arbeiten gegen drückendes Wasser – Möglichkeiten und Beispiele DrIng. Wolfgang Sondermann, DiplIng. Paul Pandrea, Keller Holding GmbH, Offenbach am Main	71
Metro Amsterdam: Vortrieb eines innerstädtischen Tunnels in schwieriger Geologie und unter sensibler Bebauung DiplIng. Frank Otten, DiplIng. Wolf Friedemann, DiplIng. Axel Hillebrenner, Dr. Peter-Michael Mayer, Ed. Züblin AG, Stutgart	91

Modellierung der Stützdruckübertragung bei Bentonit- Suspensionen mithilfe eines hybriden Ansatzes	107
DrIng. Christian Thienert, STUVA e.V. Köln/D UnivProf. DrIng. Matthias Pulsfort, Lehr und Forschungsgebiet Geotechnik, Bergische Universität Wuppertal/D	
Anwendungsmöglichkeiten und neue Entwicklungen bei Rohrvortrieben in Boden, Fels und Wasser Erwin Mattrisch, Wayss & Freytag Ingenieurbau AG	117
Verzeichnis der Autoren	129

Verzeichnis	der Schriftenreihe	13	1

Vorwort des Herausgebers

Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus haben am 07. März 2014 fast 400 Teilnehmer zum 13. Geotechniktag an die Technische Universität München und das Zentrum Geotechnik geführt. Die Beiträge sind im vorliegenden Heft zusammengefasst.

Der doppelte Abiturjahrgang in Bayern und die daraus folgenden aktuell besonders hohen Studentenzahlen führten zur Belegung aller großen Hörsäle an der TUM in der vorlesungsfreien Zeit mit Prüfungen und die traditionelle Veranstaltung der Geotechnik musste mit Hilfe einer Fernübertragung in zwei benachbarten Hörsälen im Theresianum stattfinden, was aber den Zustrom von Teilnehmern und das Interesse der Fachleute an den angebotenen Vorträgen sowie vielfältige Begegnungen, einen regen Gedankenaustausch und offene Diskussionen unter Kollegen nicht behinderte.

In besonderem Umfang sind bei diesem Mal Themen des Tunnelbaus aufgegriffen, bei dem Methoden und Verfahren mit denjenigen im Grundbau immer mehr zusammenwachsen. So stellt der erfolgreiche Einsatz des Düsenstrahlverfahrens für die unterirdische Verlegung des ÖPNV im Zentrum von Karlsruhe eine besondere technische Herausforderung dar und in Amsterdam inmitten von Wasser und weichen Böden waren Vereisungen und verschiedene Injektionen Bestandteile des Noord/Zuidlijn-Tunnelprojektes, bei dem für den Schild auch noch ein Treppenlift zu bewältigen war. Die Bentonitstützung hat im Tunnelbau ebenso Bedeutung wie für Schlitzwände. Aber auch eine große Kriechhangsanierung in der Schweiz, die Gründung für das höchste Gebäude der Welt in Jeddah, besondere Baugruben in Nigeria, sowie die Möglichkeiten von Rohrvortrieben waren Teile des breiten Programms. Nicht zuletzt wurden Forschungsergebnisse vorgestellt. Zum einen ging es um den praxistauglichen Nachweis des hydraulischen Grundbruchs für Baugruben unter Berücksichtigung wesentlicher geometrischer und hydraulischer Randbedingungen, zum anderen um einen Schritt zum Erreichen des Ziels des Zentrum Geotechnik, möglichst alle beim Bauen zu bewegenden Böden optimal wieder verwenden zu können.

München im November 2014, Norbert Vogt

Jeddah Kingdom Tower – polymergestützte Herstellung von Großbohrpfählen in schwierigem Baugrund

Dr.-Ing. Henning Lesemann Dipl.-Ing. Harald Heinzelmann BAUER Spezialtiefbau GmbH, Schrobenhausen

1 Projektvorstellung

Die BAUER Spezialtiefbau GmbH führte im Zeitraum Dezember 2012 – März 2014 die Gründungsarbeiten für das mit einer Höhe von 1.001 m zukünftig höchste Gebäude der Welt aus: den Kingdom Tower in Jeddah, Saudi-Arabien (Bild 1).



Bild 1: Jeddah Kingdom Tower (Adrian Smith + Gordon Gill Architecture)

Jeddah (dt. auch Dschidda) liegt am Roten Meer und ist nach Riad die zweitgrößte Stadt Saudi-Arabiens. Bauherr ist die Jeddah Economic Company, Generalunternehmer die Saudi Binladin Group, das größte Bauunternehmen des Landes. Der Kingdom Tower ist Teil des komplett neu projektierten Stadtteils Kingdom City nördlich von Jeddah.



Bild 2: Pfahlgründungen für Bauwerke der Superlative

In Bild 2 sind nebeneinander der Jeddah Kingdom Tower, der Burj Khalifa in Dubai (mit 828 m das bislang höchste Gebäude der Welt) und der ebenfalls im Bau befindliche Laktha Tower in St. Petersburg, das zukünftig höchste Gebäude Europas, dargestellt. Alle drei Gebäude stehen auf Großbohrpfählen der BAUER Spezialtiefbau GmbH. Zur Veranschaulichung der Größenverhältnisse wurden in der Grafik zwei Münchener Wahrzeichen ergänzt.

Pfahltyp	Ø [mm]	Anzahl	Länge [m]	Stützmedium
BP1	1800	44	49	Grundwasser (Salzwasser)
BP2	1500	121	49	Grundwasser (Salzwasser)
BP3	1500	15	69	Polymer Slurry
BP4	1500	18	89	Polymer Slurry
BP5	1500	36	109	Polymer Slurry
BP6	1500	36	109	Polymer Slurry

Tabelle	1:	Übersicht	Bauwerks	pfähle
rabono		0001010110	Daamonto	piaino

Für die Gründung des Kingdom Tower waren 270 Großbohrpfähle mit Bohrlängen von 49 m bis 109 m und Durchmessern von 1,50 m bzw. 1,80 m herzustellen (siehe Tabelle 1). Dies entsprach etwa 18.000 Bohrmetern, 40.000 m³ Beton und 6.000 Tonnen Stahl. Die 109 m tiefen Pfähle sind zugleich die längsten in der Region bislang hergestellten Bohrpfähle. Außerdem waren 4 statische, bi-direktionale Pfahlprobebelastungen (mit O-Cell) auszuführen. Weitere Leistungen wie z. B. ein Aushub im Riffkalkstein und das Kappen der hochfesten Pfähle waren ebenfalls nicht zu unterschätzen. Die Herstellung der Gründungspfähle dauerte ca. 5,5 Monate.

Die Baugrundverhältnisse stellen sich wie folgt dar (vgl. Bild 3): Auf den oberen ca. 50 m steht Riffkalkstein ("Koralle") an, der teilweise stark porös und durchlässig ist, bei der Pfahlherstellung i.a. aber auch ohne hydraulische Stützung ausreichend standsicher ist. Darunter folgen meist Sande oder untergeordnet Sandsteine, aber auch Zwischenschichten von teilweise einigen Metern Mächtigkeit aus schlecht abgestuftem Kies oder kaum verfestigtem Konglomerat, die hinsichtlich der Stützung als sehr problematisch anzusehen waren. Schematisch sind in Bild 3 auch die Pfähle dargestellt. Bis auf die 49 m langen Pfähle (BP 1 und BP 2) erreichen alle Pfähle die Baugrundschichten unterhalb des Riffkalksteins. Aufgrund des geringen Küstenabstands und der hohen Durchlässigkeit in der Koralle steht das Grundwasser annähernd auf Meereshöhe (ca. 4 m unter Gelände) an und besitzt nahezu den gleichen Salzgehalt wie das Rote Meer.



Bild 3: Baugrundverhältnisse

Gebohrt wurde im Kelly-Verfahren, flüssigkeitsgestützt mit einem kurzen Starter Casing zur Führung des Bohrwerkzeugs und als Auflager für Korb und Betonierrohr. Die kurzen, nur innerhalb der standsicheren Koralle liegenden Pfähle wurden mit aus Brunnen gefördertem Grundwasser "gestützt", wobei hier eher ein Bohren mit Wasserauflast gemeint ist, weil selbst ein Stand von 1 m über Grundwasser in der Koralle kaum zu halten war. Die tiefen Pfähle wurden mit einer Polymerlösung gestützt. Die Bewehrungskörbe wurden vor Ort gefertigt und auch der Beton auf der Baustelle produziert. Zum Einsatz kamen je zwei Drehbohrgeräte vom Typ BG 28 und BG 40.

Anspruchsvolle Großprojekte erfordern vielfach innovative Lösungen. U. a. kam für das höchste Gebäude der Welt auch die längste Kelly der Welt zum Einsatz. Dies war eine 110 m lange, 5-fach teleskopierbare Sonderanfertigung der BAUER Maschinen GmbH. Hierdurch entfiel das bei Verwendung kürzerer Kelly-Stangen erforderliche Ein- und Ausbauen von Kelly-Verlängerungen bei jedem Spiel, was einen erheblichen Zeitgewinn bedeutet.



Bild 4: Die längste Kelly der Welt

2 Polymergestützte Pfahlherstellung

Ausführliche Darstellungen zum Verfahren der Polymerstützung und zum theoretischen Hintergrund finden sich in den im Literaturverzeichnis angegebenen Quellen. An dieser Stelle sei nur eine Kurzeinführung gegeben.

In Bild 5 sind für Wasser, Bentonitsuspensionen und baupraktisch relevante Polymerlösungen typische Fließkurven, d.h. funktionale Abhängigkeiten zwischen Scherrate und Schubspannung bei einer ebenen Scherströmung, dargestellt. Bentonitsuspensionen zeigen die typische Fließgrenze τ_F , die dazu führt, dass die Eindringung der Stützflüssigkeit in den Baugrund nach dem Erreichen eines gewissen hydraulischen Gradienten stagniert ("Stagnationsgradient"). Bei Wasser ist das als Viskosität bezeichnete Verhältnis zwischen Schubspannung und Scherrate konstant, während die üblichen Polymerlösungen ein "strukturviskoses" Verhalten zeigen, d.h. die Viskosität nimmt bei geringen Scherraten stark zu. Da aufgrund der nicht vorhandenen Fließgrenze bei der Polymerstützung keine Stagnation der Strömung eintritt, erfolgt die Stützung über dynamische Strömungskräfte S innerhalb des durchströmten Bodenbereichs (Volumen V), die vom hydraulischen Gradienten ($\Delta u / \Delta I$) zum betrachteten Zeitpunkt und von der Wichte der Stützflüssigkeit γ_F abhängig sind.



Bild 5: Rheologische Eigenschaften und Stützwirkung polymerer Stützflüssigkeiten

Die fehlende Fließgrenze bedeutet große Vorteile im Hinblick auf das Betonieren (normalerweise kein vollständiger Austausch der Stützflüssigkeit erforderlich) und das Regenerieren (meist Absetzbecken ausreichend). Jedoch ist keine "permanente" Stützwirkung erzielbar, es kann also ein "schleichendes Versagen" des Bohrlochs eintreten. Eine Bemessung der Bohrlochstandsicherheit ist daher grundsätzlich nur in Abhängigkeit von der projektspezifisch erforderlichen Standzeit des offenen Bohrlochs möglich. Eine solche Bemessung in Analogie zu DIN 4126 (vgl. Steinhoff, 1993 und Lesemann, 2010) ist bereits in einfachen Fällen, bei denen nur die Strukturviskosität der Flüssigkeit berücksichtigt wird, recht aufwendig. Sehr komplex wird diese Bemessung, wenn durch in der Polymerlösung schwebende Bodenpartikel eine Kolmatation an der Bohrlochwand eintritt. Dies könnte zwar noch auf der sicheren Seite liegend vernachlässigt werden. Wenn dieser Effekt jedoch durch die Zugabe von sog. "Porenblockern" bewusst herbeigeführt wird und ggf. noch eine "Polymermembran" einen verstärkten Druckabbau an der Bohrlochwand bewirkt (siehe nachfolgend), dann können diese Effekte unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten bei der Bemessung nicht mehr ignoriert werden. Da hier die Berechnung an Grenzen stößt, ist das gängige Vorgehen in der Praxis die Ausführung von Probebohrlöchern.

Vor Projektbeginn hatten bereits eine saudi-arabische und eine international tätige Spezialtiefbaufirma auf dem Projektgelände Probepfähle bzw. -barrette ausgeführt. In beiden Fällen war es nicht gelungen, mittels Polymerstützung anforderungsgerechte Gründungselemente herzustellen. Außerdem galt der Baugrund allgemein als schwierig im Hinblick auf eine hydraulische Stützung. Für die Angebotsbearbeitung stellte sich damit zwangsläufig die Frage nach den erforderlichen Polymerprodukten, -dosierungen und -verbräuchen. Die Lösung bestand einerseits in einer engen Zusammenarbeit mit einem anerkannten und in der Region erfahrenen Polymerlieferanten. Andererseits wurde der Auftraggeber dafür sensibilisiert, dass in Ausnahmefällen eine hydraulische Stützung bei einer wirtschaftlichen Arbeitsweise möglicherweise nicht erreicht werden könnte. (Es macht im Hinblick auf Betonieren, Regenerieren etc. wenig Sinn, die Konzentration der Polymerlösung beliebig zu erhöhen. Stattdessen wurde vorgesehen, nicht stützbare Bohrlochabschnitte mit einem Sand-Zement-Mix zu verfüllen und später erneut zu durchbohren.) Nach Kenntnis der vorliegenden Baugrundverhältnisse waren im Wesentlichen zwei potentielle Versagensmechanismen zu erwarten.

Bei der ersten Versagensform sind die Stützflüssigkeitsverluste innerhalb des Riffkalksteins so massiv, dass es zum Zeitpunkt des Erreichens der kritischen Zwischenschichten (vgl. Bild 3) nicht gelingt, den Überdruck im Bohrloch zu erhalten. Mit zunehmendem Absinken des Flüssigkeitsspiegels bricht dann die Zwischenschicht ein. Dieser Fall kann jedoch i.d.R. vermieden werden, wenn während des Bohrens in der Koralle die Verluste aufmerksam beobachtet werden und die Bohrung erst dann weiter abgeteuft wird, wenn die Verluste in diesem Bereich beherrschbar sind.

Im zweiten Fall gelingt es zwar, den Stützflüssigkeitsstand durch kontinuierliches Nachführen von Stützflüssigkeit konstant zu halten, die Polymerlösung dringt aber im Bereich der Zwischenschicht so weit ein, dass aufgrund des abnehmenden hydraulischen Gradienten die Stützwirkung zunehmend schlechter wird und ein lokales Bohrlochversagen eintritt.

Bei den entsprechenden Überlegungen war noch zu beachten, dass die Wichte des salzhaltigen Grundwassers evtl. nur in der Größenordnung der Wichte der Stützflüssigkeit (abhängig von der Aufladung mit Feinteilen) liegt, da die Wichte der klaren Polymerlösung annähernd der des Anmischwassers (= Süßwasser wie nachfolgend erläutert) entspricht.

Um die beschriebenen Herausforderungen zu meistern, wurde das vorgesehene Bauverfahren vor Herstellung der ersten Bauwerkspfähle durch Ausführung von Probebohrlöchern erprobt und optimiert. Nur ein Teil dieser Probepfähle war vom Bauherrn gefordert ("Method Piles"). Nach anfänglichen Schwierigkeiten mit sehr hohen Stützflüssigkeitsverlusten und Bohrlochinstabilitäten wurde dabei eine erfolgversprechende Verfahrensweise gefunden. Die polymere Stützflüssigkeit wurde hierzu aus mehreren Komponenten zusammengemischt (Tabelle 2).

Komponente	Beschreibung
Hauptpolymer	Viscosifier
Additiv A	"Membranbildner"
Additiv B	"Membranbildner"
Additiv C	Mineralfaser (bedarfsweise Zugabe am Bohrloch)
Additiv D	Superadsorber (bedarfsweise Zugabe am Bohrloch)

Tabelle 2: Komponenten Polymer Slurry

Als Anmischwasser wurde Süßwasser aus einer benachbarten Meerwasserentsalzungsanlage bezogen. Die alternative Verwendung des salzigen Grundwassers hätte einen wesentlich höheren Polymerverbrauch zur Erzielung gleicher Eigenschaften zur Folge gehabt. Das Anmischen erfolgte chargenweise in einem Mischcontainer, indem bei umlaufendem Pumpbetrieb Hauptpolymer und Additive in gewünschter Dosierung in den turbulenten Flüssigkeitsstrahl gerieselt wurden (Bild 6).



Bild 6: Anmischen der Polymerlösung

Zum Homogenisieren der Stützflüssigkeit in den Bevorratungscontainern waren diese mit gelochten Druckluftleitungen am Containerboden versehen. Die Zu- und Rücklaufleitungen für die polymere Stützflüssigkeit sowie für Grundwasser und Elektrizität waren zuvor erdverlegt worden, um die Gefahr einer Beschädigung und Behinderung des Baustellenverkehrs zu reduzieren. Die Förderung der Polymerlösung erfolgte mit Doppelmembranpumpen, die aufgrund der geringen Scherbeanspruchung die langkettigen Polymermoleküle nicht schädigen sollten.

Zur Minimierung der Spiegelschwankungen im Starter Casing beim Ein- und Ausfahren der Kelly wurde jeweils ein Pufferbecken neben dem Bohrloch angeordnet, das über eine Schlauchleitung mit diesem kommunizieren konnte. So wurde einerseits der erforderliche Überdruck zu jeder Zeit sichergestellt und gleichzeitig ein Überlaufen der Stützflüssigkeit beim Einfahren der Kelly verhindert.

Die Eigenschaften der Stützflüssigkeit wurden an der Mischanlage, beim Bohren und vor dem Betonieren überwacht (Dichte, Sandgehalt, Marsh-Zeit, pH-Wert). Die Bohrlochstabilität wurde nach den Erfahrungen der Probebohrlöcher schließlich sicher beherrscht. Nur bei einem Bauwerkspfahl trat ein relevanter Verbruch auf, der ein teilweises Verfüllen mit Sand-Zement-Gemisch und nachfolgendes erneutes Durchbohren des entsprechenden Bereichs erforderte. In einem weiteren Fall wurde eine Teilverfüllung im Bereich der Koralle nur erforderlich, um die Stützflüssigkeitsverluste zu beherrschen (kein Verbruch). Beide Fälle wurden als baugrundbedingt unvermeidlich angesehen. Die Gesamtstabilität der Bohrlöcher war – schon allein wegen der überlagernden Kalksteinschicht – in keinem Fall gefährdet.



Bild 7: Polymermembran?



Bild 8: Zugabe von Mineralwolle am Bohrloch

Der Erfolg der hydraulischen Stützung war offenbar auch der sog. "Polymermembran" (Bild 7) zu verdanken, welche sich spinnennetzartig an die Bohrlochwand legen und dort einen erhöhten Druckabbau ermöglichen soll. Dieser Effekt ist schwer nachweisbar. Allerdings wäre unter Berücksichtigung der schwierigen Baugrundverhältnisse eine ausreichende Stützwirkung ohne diesen Effekt eher nicht zu erwarten gewesen, da das Hauptpolymer (vgl. Tabelle 2) verhältnismäßig gering dosiert war.

Andererseits ist die Ausbildung einer Polymermembran nur bis zu einer bestimmten Maximalgröße der zu überbrückenden Bodenporen möglich. Makroporen wurden daher durch die Zugabe von Mineralfasern und hochquellfähigem Polymer (Superabsorber) mechanisch geblockt. Beide Produkte wurden bedarfsangepasst am Bohrloch zugegeben und mit dem Bohrwerkzeug in die erforderliche Tiefe verschleppt (Bild 8).

3 Zusammenfassung

Das Verfahren der Polymerstützung bietet viele Vorteile, insbesondere eine vereinfachte Baustelleneinrichtung und einen vereinfachten Bauablauf sowie eine nicht zu unterschätzende Zeitersparnis. Das Verfahren ist aber nicht so einfach beherrschbar, wie es sich möglicherweise auf den ersten Blick vermuten lässt. Um die hohen Qualitätsansprüche an Gründungspfähle wie für den Kingdom Tower zu erfüllen, sind Erfahrung und qualifiziertes Personal unverzichtbar. Eine enge Zusammenarbeit mit dem Polymerlieferanten ist sinnvoll, ersetzt aber nicht das Knowhow der ausführenden Spezialtiefbaufirma, welche letztlich die Verantwortung für die erfolgreiche Bauausführung trägt. Im Hinblick auf eine zuverlässige Nutzung eines möglichen Membran-Effekts der Polymerprodukte besteht sicher noch Forschungsbedarf.

Für den Jeddah Kingdom Tower wurde die Polymerstützung sehr erfolgreich eingesetzt. Die Arbeiten wurden termingerecht ausgeführt und eine hohe Qualität der Pfähle nachgewiesen, u. a. durch Probebelastungen sowie durch ein Crosshole Sonic Logging (CSL) aller Pfähle. Weiteren Pfahlgründungen der Superlative steht also nichts im Weg.

4 Literatur

DIN 4126 (1986): Ortbeton-Schlitzwände – Konstruktion und Ausführung, Beuth Verlag

E DIN 4126 (2004): Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden (zurückgezogener Entwurf)

- Lesemann, H. (2010): Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München
- Majano, R. E.; O'Neill, M. W. (1993): Effect of Mineral and Polymer Slurries on Perimeter Load Transfer in Drilled Shafts, University of Houston

Sorbie, K. S. (1991): Polymer-improved oil recovery, Blackie and Son Ltd, Glasgow und London

Steinhoff, J. (1993): Standsicherheitsbetrachtungen für polymergestützte Erdwände, Bergische Universität Gesamthochschule Wuppertal, Bericht-Nr. 13

Wiederverwendung erdbautechnisch schwieriger Böden und Baustoffe als Beitrag zur Ressourceneffizienz

Dr.-Ing. Dirk Heyer Dipl.-Ing. Christoph Henzinger Zentrum Geotechnik, TU München

1 Einführung

Im Zusammenhang mit der aktuellen politischen Diskussion über den Ausstieg aus der Atomenergie und der Förderung der erneuerbaren Energien steht momentan die Energieeffizienz im Vordergrund. Dabei ist ein sehr wichtiges Thema, und zwar das der Ressourceneffizienz etwas ins Hintertreffen geraten. Mit Beschluss des Bundeskabinetts vom 29.02.2012 wurde das sogenannte Ressourceneffizienzprogramm (ProgRess) von der Bundesregierung eingeführt – ein Programm zur nachhaltigen Nutzung und zum Schutz der natürlichen Ressourcen (BMU, 2012a). Eine Leitidee dabei ist es, die Wirtschafts- und Produktionsweisen in Deutschland schrittweise von Primärrohstoffen unabhängiger zu machen, die Kreislaufwirtschaft weiterzuentwickeln und auszubauen.

Mit der Novellierung des Kreislaufwirtschaftsgesetzes (BMU, 2012b) wurde die neue 5stufige Abfallhierachie aus der Europäischen Abfallrahmenrichtlinie umgesetzt:

- → Vermeidung
 - \rightarrow Wiederverwendung
 - → Recycling
 - → sonstige Verwertung (u.a. energetisch oder Verfüllung)
 → Beseitigung.

Damit ist die bisher vielfach praktizierte Verfüllung gegenüber der Wiederverwendung und dem Recycling eine nachrangige Verwertungsform. Dies hat weitreichenden Einfluss auf den Umgang mit mineralischen Restmassen aus Bautätigkeiten (Bauschutt, Bodenaushub, Straßenaufbruch) und industriellen Nebenprodukten, da bisher die Verfüllung, z.B. in Gruben und Brüchen, gleichrangig zu anderen Verwertungsmöglichkeiten war. Um die Ziele des Kreislaufwirtschaftsgesetzes zu erreichen, sind mineralische Restmassen zukünftig in technischen Bauwerken wieder zu verwenden und falls erforderlich durch Recycling für eine Wiederverwendung aufzubereiten.

Da mineralische Restmassen den überwiegenden Anteil der insgesamt anfallenden Bauabfälle darstellen, können durch den Einsatz dieser Stoffe im Erdbau große Mengen an natürlichen Ressourcen geschont werden. Dies ist von großem öffentlichem Interesse und wird durch die Gesetzeslage auch gefordert.

Es ist in der öffentlichen Diskussion sehr hilfreich, wenn der negativ beleumundete Abfallbegriff in den Hintergrund tritt. Dies wird bereits durch den Wegfall des Begriffs Abfall in der Bezeichnung des novellierten Kreislaufwirtschaftsgesetzes (früher: Kreislaufwirtschafts- und abfallgesetz) dokumentiert. Der Einsatz von aufbereitetem Bauschutt als Baustoff ist daher als Wiederverwendung und nicht als Abfall zur Verwertung anzusehen. Die Weiterverwendung von unbelastetem Bodenaushub, z.B. als Dammbaustoff, ist ein aktiver Beitrag zur Abfallvermeidung, bei dem zum einen natürliche Ressourcen geschont werden und zum anderen erst gar kein Abfall entsteht.

Es muss das grundsätzliche Ziel verfolgt werden, dass möglichst alle gewonnenen Böden weiterverwendet werden, wenn sie für den Verwendungszweck sowohl in bautechnischer als auch in umweltbezogener Hinsicht geeignet sind. Der Verwendungszweck sollte für dieses Material so hochrangig wie möglich sein. Der Verwendungszweck kann aber auch angepasst werden, um die Entstehung von Abfall zu verhindern, indem beispielsweise ein Material wegen Massenüberschuss statt im Straßenoberbau im Unterbau oder bei Lärmschutzwällen zum Einsatz kommen kann.

Am Zentrum Geotechnik wurden im Zusammenhang mit verschiedenen Forschungs- und Bauvorhaben Untersuchungen an erdbautechnisch schwierigen Böden und Baustoffen durchgeführt, die vielfach nicht weiterverwendet werden, sondern verfüllt oder abgelagert werden, weil Zweifel an ihrer bautechnischen Eignung bestehen oder eine Verbesserung der bautechnischen Eignung durch Behandlung nicht in Betracht gezogen wird. Nachfolgend werden hierfür ausgewählte Beispiele vorgestellt.

2 Wiederverwendung von organogenen Böden aus erdbautechnischer Sicht

2.1 Allgemeines

Fallen im Zuge von Baumaßnahmen organogene Böden in großem Umfang an, so werden diese aufgrund ihrer ungünstigen Eigenschaften derzeit hauptsächlich abgelagert. Während die Eigenschaften von organogenen und organischen Böden als gering tragfähige Böden im Untergrund in entsprechendem Umfang erforscht sind, so ist über die erdbautechnischen Eigenschaften dieses Materials nur wenig bekannt. Im Zuge einer vom Zentrum Geotechnik der TU München begleiteten Planung eines Großprojektes wurden hierzu systematische Untersuchungen durchgeführt. Diese Untersuchungen und weitere Erfahrungen am Zentrum Geotechnik zeigen, dass auch Böden mit organischen Anteilen bis zu etwa 25 M.-% für untergeordnete Bauwerke mit Anforderungen an die Standsicherheit eingesetzt werden können. Die Eigenschaften des Materials werden dabei aber maßgeblich vom organischen Anteil, in der Geotechnik bestimmt mit dem Glühverlust nach DIN 18128, beeinflusst. (vgl. BIRLE et al., 2010, HEYER et al., 2012 und BIRLE et al., 2013)

2.2 Erdbautechnischen Eigenschaften

Untersuchungen zu organogenen Böden als Baustoff wurden in Deutschland erstmals von BRÜGGEMANN & MORITZ (1979) durchgeführt. Die Ergebnisse zeigen eine deutliche Abhängigkeit des Verdichtungsverhaltens und der Plastizität sowie eine bodenspezifische Abhängigkeit des Verformungsverhaltens und der Scherfestigkeit vom organischen Anteil (Versuche an künstlich hergestellten Mischungen aus Sand oder Ton mit Humus). Die Untersuchungen am Zentrum Geotechnik, TU München, bestätigen einen Zusammenhang auch für Böden mit höheren organischen Anteilen (vgl. HEYER et al., 2012 und BIRLE et al., 2013) als die von BRÜGGEMANN & MORITZ (1979) untersuchten Böden. In Bild 1 ist der Zusammenhang zwischen Glühverlust und Fließgrenze für Böden aus dem Erdinger Moos (rund) und Freisinger Moos (eckig) dargestellt. Es handelte sich bei den untersuchten Böden hauptsächlich um organogene Tone, bei niedrigen Anteilen an organischem Material teils auch um mittel- bis ausgeprägt plastische Tone.



Bild 1: Zusammenhang zwischen Glühverlust und Fließgrenze (BIRLE et al., 2013)

In Bild 2 ist der Proctorwassergehalt in Abhängigkeit vom organischen Anteil dargestellt. Die von BRÜGGEMANN & MORITZ (1979) berichtete lineare Zunahme mit steigendem Wassergehalt wird durch die Untersuchungen von HEYER et al. (2012) und BIRLE et al. (2013) somit auch für höhere organische Anteile bestätigt.



Bild 2: Zusammenhang zwischen Glühverlust und Proctorwassergehalt (BIRLE et al., 2013)

Die Durchlässigkeiten der untersuchten Proben zeigten dabei zwar eine Abhängigkeit vom Einbauwassergehalt und der Trockendichte, nicht aber vom organischen Anteil. So wurden im Proctoroptimum Durchlässigkeiten von etwa k $\approx 5.10^{-9}$ m/s dokumentiert (HEYER et al., 2012 und BIRLE et al., 2013).

Während die Kohäsion nach HEYER et al. (2012) bzw. BIRLE et al. (2013) für die untersuchten Böden unabhängig vom organischen Anteil Werte zwischen c' = 14 kN/m^2 und 27 kN/m^2

annahm, ergaben sich für organische Anteile bis V_{GI} ≈ 25 M.-% Reibungswinkel von 20° bis 25°. Die untersuchten Proben zeigten deutliche Kriecherscheinungen. Bei noch höheren Glühverlusten wird ober ein Absinken der Werte für die Reibungswinkel berichtet. Die undrainierte Scherfestigkeit wurde für im Proctoroptimum verdichtete Proben und V_{GI} < 25 M.-% mit c_u > 50 kN/m² dokumentiert. Auch die Steifigkeit der untersuchten Böden zeigte eine Abhängigkeit vom organischen Anteil. Die Versuche ergaben keine Hinweise auf einausgeprägtes Quellungs- bzw. Sackungspotential.

2.3 Typische Probleme bei der Eignungsprüfung

Bei der Eignungsprüfung organogener Böden stoßen die herkömmlichen Methoden stellenweise an ihre Grenze. Derzeit werden am Zentrum Geotechnik der TU München mehrere unterschiedliche organische Böden mit organischen Anteilen bis etwa 30 M.-% auf ihre bautechnischen Eigenschaften untersucht. Die Untersuchungen schließen eng an die bereits durchgeführten Versuchsreihen am Zentrum Geotechnik an (siehe oben). Die Bodenproben entstammen hierbei jeweils nur einer Probenahmestelle. Trotzdem wurden, vor allem bei Proben mit hohen Glühverlusten, innerhalb einer Probenamestelle Unterschiede im organischen Anteil von über 10 M.-% dokumentiert (Glühverlust im Muffelofen bei 550 °C). Solche Schwankungen wirken sich auf die Ergebnisse von Einzelversuchen an diesem Material natürlich aus und zeigen das Problem der großen Varianz der Eigenschaften dieser Böden.

Ein weiteres Problem ergibt sich bei der Verdichtungsprüfung und der zugehörigen Vorbereitung des Materials. In Ermangelung einer entsprechenden Prüfnorm wird allgemein nach DIN 18127 vorgegangen. Demnach ist das Material vor dem Versuch auf den niedrigsten (für die Prüfung erforderlichen) Wassergehalt zu trocknen und der Wassergehalt durch Wasserzugabe für jeden Versuch einzustellen. Es ist nicht geklärt, inwiefern sich unterschiedliche Trocknungsarten (Trockenschrank bei niedrigen Temperaturen oder offene Lagerung), die Homogenisierungszeit nach Einstellung des Wassergehaltes und die Wahl der Verdichtung (Größe Proctortopf, mit/ohne Stahlplatte) auf die Verdichtungswerte auswirken. Des Weiteren ist durchaus bekannt, dass sich bei der Untersuchung von organogenen Böden oftmals kein eindeutiges Proctormaximum ergibt (siehe zum Beispiel HEYER et al., 2012).

2.4 Möglichkeiten zur Verbesserung der bautechnischen Eigenschaften

Die Bodenverbesserung organogener Böden hat im Gegensatz zur Bodenverfestigung rein die Verbesserung der Verarbeitbarkeit zum Ziel. Dies ist über die Reduzierung des Wassergehaltes erreichbar. Ist eine Trocknung nicht möglich, so bietet sich die Bodenverbesserung mit Weißfeinkalk (CaO) an. Diese wirkt einerseits über die Bindung von Wasser durch die Umwandlung von CaO + H₂O in Ca(OH)₂ und andererseits durch Verdunstung von Wasser als Folge der freiwerdenden Hydratationsenergie in Form von Wärme. Von BIRLE et al. (2013) wurden dazu Versuche an organogenen Tonen (siehe Bild 3: Boden B - $V_{GI} \approx 25$ M.-%, Boden D - $V_{GI} \approx 17$ M.-%) durchgeführt. Die Ergebnisse des verbesserten Tones mit $V_{GI} \approx 17$ M.-% zeigen für Kalkverbesserungen typische Proctorkurven mit sinkender Trockendichte, bei steigender Zugabemenge. Die Verdichtungskurven des Bodens mit $V_{GI} \approx 25$ M.-% lassen ein abweichendes Verhalten erkennen. Hier ergeben sich bei steigender Zugabemenge steigende Proctordichten. Dies ist im Sinne einer klassischen Verbesserung mit Weißfeinkalk untypisch. Die Verarbeitbarkeit des Bodens konnte aber in beiden

Fällen erhöht werden. Bei beiden Böden wurde auf der nassen Seite der Proctorkurve eine Wassergehaltsreduzierung von etwa 1 M. -% pro 1 M.-% zugegebenem CaO dokumentiert.



Bild 3: Verbesserung von Böden mit organischen Anteilen nach BIRLE et al., 2013

Soll ein Boden mit organischen Anteilen mit Bindemitteln verfestigt werden, so besteht oft Zweifel daran, ob eine Verfestigungsreaktion unter Einfluss des sauren Milieus im Boden mit organischen Anteilen in ausreichendem Maße stattfinden kann. Was JESSBERGER (1967) hierzu zur Verbesserung mit Kalk angemerkt hat, gilt wohl auch für andere Bindemittel: es ist keine allgemein gültige Aussage möglich; die organischen Bestandteile hemmen zwar die Verfestigungsreaktion, unterbinden sie aber nicht unbedingt. Die theoretisch möglichen Einflüsse organischer Bestandteile auf die Verfestigungsreaktion wurden in einem Bericht von TASTAN et al. (2011) anschaulich zusammengefasst. Ihre Studie über die Verfestigung organischer Böden mit Flugasche zeigt, dass unterschiedliche Faktoren wie organischer Anteil des Bodens, Art und Menge der zugemischten Flugasche, Einbauwassergehalt, etc. eine Rolle spielen. Eine Studie aus Schweden (AXELSSON et al., 2002) an unterschiedlichen organischen Böden (Torf/peat und Mudde/gyttja) mit organischen Anteilen zwischen 8 und 99 M.-% dokumentiert die Wirksamkeit unterschiedlicher Bindemittel wie Zement, Kalk, Flugasche und Hochofenschlacke. Obwohl die verschiedenen, verwendeten Bindemittel zu entsprechend unterschiedlichen Ergebnissen führen, kommen AXELSSON et al. (2002) doch zum Ergebnis, dass sämtliche untersuchten Böden grundsätzlich verfestigt werden konnten. YUNUS et al. (2013) berichten über die Kalkstabilisierung eines Tons mit unterschiedlichen Anteilen an eingemischter Huminsäure als Reaktionshemmer. Sie zeigen, dass Langzeitreaktionen in Abhängigkeit vom organischen Anteil (Huminsäureanteil) das kurzfristig erreichte Ausmaß der Bodenverbesserungsmaßnahme wieder negativ beeinflussen können (durch Abfallen des pH-Wertes des Bodens). Von TREMBLAY et al. (2002) wurde der Einfluss unterschiedlicher organischer Stoffe in einem zementstabilisierten, feinkörnigen Boden untersucht. Zusammenfassend deuten sie aus den Ergebnissen, dass organische Anteile, die in der Porenlösung einen pH-Wert < 9 bedingen, die Verfestigungsreaktion sehr stark hemmen und dadurch kein Festigkeitszuwachs erzielt werden kann. Bei anderen untersuchten Huminstoffen im Boden wurde die Verfestigung entweder nur verzögert, oder gar nicht beeinflusst.

Diese Zusammenstellung ist nur ein Ausschnitt aus der zum Thema vorhandenen Literatur und soll vorrangig zeigen, dass auch die Bodenverfestigung von organischen Böden, wenn auch mit Vorbehalten, möglich ist.

3 Verwendung von feinkörnigen Böden mit weicher Konsistenz im Erdbau

3.1 Allgemeines

Boden fällt als mineralischer Abfall bei Baumaßnahmen in der Regel dann an, wenn die erdbautechnischen Eigenschaften eine direkte Verwendung nicht ermöglichen und eine Bodenverbesserung als mögliche Alternative zur Bodenauswechslung nicht wirtschaftlich erscheint. Bei fein- und gemischtkörnigen Böden ist die Verwendung ohne Zusatzmaßnahmen vor allem abhängig vom Wassergehalt. Das bedeutet, dass eine Verbesserung vorrangig über eine Wassergehaltsreduzierung erreicht werden kann.

3.2 Möglichkeiten zur erdbautechnischen Verbesserung

Die klassischen erdbautechnischen Methoden sehen zur Trocknung von zu nassen Böden hauptsächlich die offene Lagerung und Trocknung, gegebenenfalls mit Auflockerung und Umlagerung durch Fräsung, vor. Wegen der starken Witterungsabhängigkeit über längere Zeiträume und des Zeitaufwandes der Trocknung bietet sich in vielen Fällen die Bodenverbesserung mit Bindemitteln an. Die am weitesten verbreitete Methode ist die Verbesserung mit Kalk, wobei vorrangig zwischen Kalkhydrat (genauer Kalziumhydroxid) und gebranntem Kalk (Weißfeinkalk) unterschieden wird. Weißfeinkalk bindet, wie bereits beschrieben, nach seiner Einmischung in den Boden durch Umwandlung von CaO in Ca(OH)₂ chemisch Wasser. Die bei dieser Hydratationsreaktion freigesetzte Wärme bedingt eine zusätzliche Verdunstung von Bodenwasser. Zu diesem Zeitpunkt liegt dann der Kalk gelöscht in Form von Kalkhydrat im Boden vor. Die folgenden chemischen Verfestigungsreaktionen sind für den Weißfeinkalk und Kalkhydrat analog.



Bild 4: Bodenverbesserung mit Weißfeinkalk

Wenn Kalkhydrat $Ca(OH)_2$ dem Boden beigemischt wird, so ergibt sich in einem ersten Schritt eine Änderung der Konsistenz des Bodens. Diese resultiert aus dem Zerfall von

Ca(OH)₂ in Ca²⁺ -lonen und Hydroxide (OH⁻) und den darauf folgenden Kationenaustausch an der Mineraloberfläche. Dabei wird die Wasserhülle der Mineralteilchen verkleinert und es folgt die Aggregation und Herabsetzung der Plastizität. Dieser Effekt ist in der allgemeinen Tonmineralogie ausführlich beschrieben (zum Beispiel JASMUND & LAGALY, 1993). Durch die Zugabe von Kalkhydrat ist grundsätzlich also ebenfalls eine verbessernde Wirkung auf feinkörnige Böden möglich.

Natürlich unterliegt die Bodenverbesserung mit Kalk Grenzen. Eine "Grenze" ist in Bild 4 (rechts) angedeutet. Die durchgeführten Versuche orientierten sich an einer Eignungsprüfung, dem nassen Boden wurde Weißfeinkalk zugemischt. Es ist ersichtlich, dass der Wassergehalt im Proctoroptimum der Gemische mit dem ausgeprägt plastischen Ton (TA gem. DIN 18196) unabhängig von der Zugabemenge in etwa konstant bleibt, also mit zunehmender Bindemittelmenge nur ein unwesentlicher Verbesserungserfolg erzielt wird.

3.3 Möglichkeiten zur gerätetechnisch-mechanischen Wassergehaltsreduzierung

Gerätetechnisch-mechanische Verfahren zur Wassergehaltsreduzierung werden derzeit in der Regel im Erdbau nicht angewendet. Dabei gibt es durchaus Parallelen zur Entwässerung von im Wasserbau anfallendem Material oder der Klärschlammentwässerung. Hierbei werden zusätzlich zur Trocknung auf Trockenfeldern auch andere Methoden zur Wassergehaltsreduzierung herangezogen, wie Zentrifugen, Kammer- bzw. Bandfilterpressen und Schneckenpressen (vgl. DWA-M 362-1 und DWA-M 366). Die Anwendbarkeit solcher Arbeitstechniken auch für feinkörnige Böden ist im Tunnelbau mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust bei der Aufbereitung von Ausbruchmaterialien belegt und wird für den allgemeinen Erdbau durch wirtschaftliche Aspekte bestimmt.

4 Recycling-Baustoff aus Bauschutt zur Verwendung im Erdbau

4.1 Allgemeines

In Deutschland fiel im Jahr 2010 etwa 53,1 Mio. t an Bauschutt an, wovon laut Angaben bereits ein großer Teil einem Recycling zugeführt wurde (BUNDESVERBAND BAUSTOFFE – STEINE UND ERDEN E.V., 2013). Dabei gibt aber durchaus erhebliche Unterschiede, ob es sich um reinen Betonbruch, Bauschutt-Gemisch oder Böden mit Fremdbestandteilen handelt. So erfährt, einer Studie des IFEU (2010) in Baden-Württemberg zufolge, in der Regel reiner Betonbruch im Recycling eine höhere Akzeptanz als gemischter Bauschutt, dessen Eigenschaften aufgrund seiner Zusammensetzung stärker variieren können. Grundsätzlich bleiben aber für Recyclingmaterial aus Bauschutt, abgesehen von wirtschaftlichen Aspekten, weiterhin Unsicherheiten seitens der Bauherren hinsichtlichen der bautechnischen Eigenschaften. Eine der Möglichkeiten zur Verbesserung der Situation und weiteren Etablierung dieser Baustoffe ist die Erweiterung des technischen Kenntnisstandes und Schaffung von Erfahrungswerten, die die Eigenschaften und Kalkulierbarkeit des Materials für Bauherrn greifbarer machen. Zu diesem Schluss kommen Untersuchungen in Deutschland (IFEU, 2010), aber auch anderswo (THOMPSON & BASHFORD, 2012).

4.2 Hemmnisse bei der Verwendung im Erdbau

Im straßenbautechnischen Regelwerk sind für den Erdbau im Straßenbau die Anforderungen an Sekundärbaustoffe in den TL BuB E-StB 09 definiert. Es sind dies bautechnische und umweltbezogene Anforderungen. Umweltrelevante Inhaltsstoffe sind bekanntermaßen ein maßgebliches Hemmnis bei der Verwendung im Erdbau. Systematische Untersuchungen der LUBW (2006-2009) in Baden-Württemberg zeigten, dass die meisten Überschreitungen von Zuordnungswerten nach M LAGA 20 oder denen der im Entwurf vorliegenden Ersatzbaustoffverordnung (BMU, 2012c) vor allem durch polyzyclische aromatischen Kohlenwasserstoffe (PAK) und Sulfat hervorgerufen werden. Eine Studie des IFEU (2012) schreibt die Überschreitungen der Sulfatwerte hauptsächlich Gipsprodukten im gemischten Bauschutt zu. Gleichzeitig liegt mit dem "Merkblatt über Bauweisen für Technische Sicherungsmaßnahmen beim Einsatz von Böden und Baustoffen mit Umweltrelevanten Inhaltsstoffen im Erdbau" (M TS E) mittlerweile ein Regelwerk vor, das anhand von unterschiedlichen Bauweisen für Dämme und Wälle, Vorschläge für Ausgestaltung von Bauwerken mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen liefert.

Auf Seite der bautechnischen Anforderungen bewirken hauptsächlich unzureichende Erfahrungswerte, dass von einer Wiederverwertung oder sogar direkten Weiterverwendung abgesehen wird. Aufgrund fehlender Information zur erdbautechnischen Beurteilung solcher Recycling-Baustoffe wurden am Zentrum Geotechnik der TU München umfangreiche Versuche zur Beständigkeit, zum Verdichtungsverhalten sowie zur Tragfähigkeit und zur Frostbeständigkeit von Böden mit Fremdbestandteilen bzw. Bauschutt durchgeführt (BAUM-GÄRTEL & HEYER, 2009). Ziel der Untersuchungen war die Klärung der Frage, wie im Boden enthaltene Fremdbestandteile in Abhängigkeit von Art und Menge die bautechnischen Eigenschaften des Gemisches (Boden mit Fremdbestandteilen) beeinflussen. Derzeit werden diese Untersuchungen auf RC-Baustoffe mit Bodenanteilen ausgeweitet. Die Ergebnisse dieser Untersuchungen zeigten grundsätzlich, dass bei bindigen Böden (Kornanteil mit d \leq 0,06 mm > 15 %) mit Fremdbestandteilen die mineralischen Fremdbestandteile aus Bauschutt im Regelfall zu einer Verbesserung der vorgenannten erdbautechnischen Eigenschaften führen. Bei nichtbindigen Böden zeigten sich die mineralischen Fremdbestandteile aus Bauschut im Regelfall zu einer Verbesserung der vorgenannten erdbautechnischen Eigenschaften führen. Bei nichtbindigen Böden zeigten sich die mineralischen Fremdbestandteile

Auch international zeigen zahlreiche Veröffentlichungen die Aktualität der Thematik und das Potential des Materials auf. Nachfolgend werden beispielhaft einige der Berichte genannt. Darin wird durchgehend die grundsätzliche technische Konkurrenzfähigkeit des Materials bestätigt.

ARULRAJAH et al. (2012b) berichten über die geotechnischen Eigenschaften von Betonbruchmaterial und in einer erweiterten Form (ARULRAJAH et al., 2012a) über den Einfluss unterschiedlicher Anteile an Ziegelbruch im Betonbruch auf dessen Eigenschaften. Hierzu wurden in beiden Studien zusätzlich zu klassifizierenden Versuchen unter anderem auch Verdichtungsversuche (mod. Proctor), Tragfähigkeitsversuche (CBR), Versuche zur Beständigkeit (Los Angeles Test), Versuche zur Bestimmung der Kornform und Kornzertrümmerung durch Verdichtung sowie statische und/oder dynamische Triaxialversuche durchgeführt. LEITE et al. (2011) untersuchten gemischten Bauschutt auf Verdichtungsverhalten (Proctor, mod. Proctor), Tragfähigkeit (CBR), Wasseraufnahme, Kornform, Kornbeständigkeit (Los Angeles Abrasion), Kornzertrümmerung, und dynamisches Verhalten bei unterschiedlichen Einbauzuständen. O'MAHONY (1997) beschreibt das Scherverhalten von Betonbruch, Bauschutt und vergleicht die Ergebnisse mit denen von Sand und Kalkstein. Von GRÉGOIRE et al. (2011) wurden Triaxial-Versuche vergleichend an gebrochenem Kalkstein und Betonbruch durchgeführt. Der Schwerpunkt der Untersuchungen lag auf den Einflüssen auf das dynamische Langzeitverhalten und die Scherfestigkeit.. MELBOUCI (2009) führte vergleichende Untersuchungen an natürlichen Körnungen und Recycling-Körnungen durch und untersuchte den Einfluss unterschiedlicher Zugaben (Sand, Ziegel, Zement) auf die Eigenschaften des RC-Baustoffes. Dazu wurden Verdichtungsversuche (mod. Proctor), Tragfähigkeitsversuche (CBR), Beständigkeitsversuche (Los Angeles Test, Micro-Deval), Scherfestigkeitsversuche und Versuche zur Kornzertrümmerung nach Scherbeanspruchung durchgeführt.

Als anwendungsbezogenes Beispiel berichten FERIAS et al. (2013) über ein Projekt in Brasilien, bei dem im Zuge der Abbrucharbeiten des Altbestandes anfallender Bauschutt mit Boden aus Pfahlbohrungen vermischt und im Straßenbau des Projektes verwendet wurde. Verdichtungsversuche (Proctor), Tragfähigkeitsversuche (CBR) und Versuche zur Beständigkeit (Los Angeles Test) bestätigten die Hochwertigkeit des auf der Baustelle mittels mobiler Anlage hergestellten Baustoffes. Durch die ressourcenschonende Bauweise konnten außerdem maßgebliche finanzielle Einsparungen erzielt werden.

4.3 Typische Probleme bei der Eignungsprüfung

RC-Gemische weisen naturgemäß eine gewisse Offenporigkeit und Wasseraufnahmefähigkeit auf. Die Verdichtungsprüfung nach DIN 18127 ist für solche Gemische nur bedingt tauglich, da vor allem bei Gemischen mit Feinteilgehalt < 15 M.-% oft kein direkter Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Trockendichte, wie bei üblichen Erdbaustoffen, vorhanden ist (vgl. BAUMGÄRTEL & HEYER, 2009 und HEYER & BAUMGÄRTEL, 2011). DIN EN 13286-2 greift solche Körnungen inhaltlich auf. Zur Porosität des Materials wird allerdings nur angemerkt, dass diese zu höherem Wasserbedarf und Anpassung der Wassergehaltsabstufungen führen kann. Das allein greift aber noch zu kurz. Versuche zum Wasseraufnahmevermögen von unterschiedlichen RC-Baustoffen von DIEDRICH et al. (2001) zeigen, dass zwar ein Großteil der Wassersättigung der Körner innerhalb der ersten Minuten erfolgt, die Änderung zwischen 3 und 30 Minuten nach Einmischung aber immerhin noch um den 0,5 M.-% - Bereich liegt. Der Zeitraum bis zur Sättigung beträgt den Untersuchungen zufolge etwa 7 bis 14 Tage. Diese Eigenschaft des Materials führt dazu, dass die Ausgangsfeuchte und der Zeitraum zwischen Wasserzugabe und Verdichtung nicht ohne weiteres bei der Prüfung vernachlässigt werden dürfen. Die Ergebnisse des Proctorversuchs werden also maßgeblich von der Art der Aufbereitung bestimmt.

5 Synergieeffekt bei der Nutzung von Sekundärbaustoffen zur Verbesserung weicher, feinkörniger Böden

5.1 Allgemeines

Wenn mineralische Abfälle dazu verwendet werden, um andere mineralische Abfälle bis zur Wandlung in einen qualifizierter Baustoff zu verbessern, so kann dies als Synergieeffekt zur Erhöhung der Recyclingquote bezeichnet werden. Erstmals wurde in Deutschland von MIFKA

& THELEN (2007) über die Bodenverbesserung weicher, bindiger Böden durch Einmischung von Betonbruch berichtet. Dabei wurden die erdbautechnischen Eigenschaften des Bodenmaterials mit Hilfe eines Recyclingbaustoffes in großem Maßstab verbessert (in plant, etwa 40.000 t) und das Produkt als hochwertiger Dammbaustoff verwendet.

Ähnliche Möglichkeiten bestehen auch bei der Verwendung von industriellen Nebenprodukten, wie zum Beispiel Braunkohlenflugaschen, zur Bodenbehandlung. Diese fallen in Deutschland und anderen braunkohlegewinnenden Ländern in entsprechender Menge als Abfallprodukt der Braunkohleverbrennung an. Auf der Suche nach Potentialen der Ressourcenschonung und gleichzeitiger Abfallvermeidung kommt auf die Braunkohlenflugasche international wachsende Aufmerksamkeit zu.

5.2 Bodenverbesserung mit RC-Baustoffen aus Bauschutt

Ziel der derzeit am Zentrum Geotechnik der TU München laufenden Forschungen zur Bodenverbesserung mit RC-Baustoffen aus Bauschutt ist es, diese neue Möglichkeit zur Ausweitung des Recyclings von Bauschutt aufbauend auf den Erkenntnissen von MIFKA & THELEN (2007) systematisch zu untersuchen. Es zeigt sich, dass vor allem das bei der Herstellung von groben Recyclingkörnungen für den Straßenbau anfallende Material 0/4 mm (mit niedrigem Wassergehalt) großes Potential zur Verbesserung bindiger Böden aufweist. In Bild 5 ist beispielhaft die Verbesserung eines leicht plastischen Tones (TL gem. DIN 18196) dargestellt.



Bild 5: Verbesserung eines leicht plastischen Tones mit Recycling-Baustoffen (RC-Mix 0/4)

Die Diagramme zeigen eine deutliche Erweiterung der Verarbeitbarkeit in Form einer Verschiebung der Proctorkurven. Im optimalen Wassergehalt der jeweiligen Mischungen bleibt die Tragfähigkeit in Bezug auf das Proctoroptimum des Bodens ohne Zugabe tendenziell konstant. Eine Änderung des Tragverhaltens wird durch die Zugabe nicht erreicht, das Feinkorn bleibt mit für das Tragverhalten bestimmend.

Analoge Versuche an einem ausgeprägt plastischen Ton (TA gem. DIN 18196) zeigen unabhängig von der Zugabemenge dagegen keine merkliche Verbesserung.

5.3 Bodenverbesserung mit Braunkohlenflugasche

Wie bereits erwähnt wird Braunkohleflugasche (BFA) und seine Wirkung in der Bodenbehandlung in steigendem Ausmaß erforscht. Eigene Untersuchungen mit einem Produkt aus dem mitteldeutschen Raum unterstreichen das Potential, welches der Verwendung solchen Materials bei der Bodenverbesserung oder sogar der Verfestigung beigemessen werden kann.



Bild 6: Verbesserung eines leicht plastischen Tones mit Braunkohlenflugasche

Die Darstellungen in Bild 6 und 7 zeigen die Ergebnisse für unterschiedliche Zugabemengen und eine Reaktionszeit zwischen Mischung und Verdichtung von 24 Stunden. Die Zugabe wirkt sich bereits direkt nach Zugabe stark auf die Tragfähigkeit des Gemisches aus, diese steigt merklich.



Bild 7: Vergleich der ermittelten Durchlässigkeiten am mit BFA verbesserten TL

Neben der zur verbessernden Bodenart sind aus derzeitiger Sicht vor allem der erzielte Mischerfolg und die gewährte Reaktionszeit für die Ausprägung der Verbesserung und etwaiger Verfestigungsprozesse ausschlaggebend.

6 Zusammenfassung

Mit der Wiederverwendung und dem Einsatz von erdbautechnisch schwierigen Böden und Baustoffen werden gleichzeitig die beiden Ziele Ressourcenschonung und Abfallvermeidung unmittelbar umgesetzt. In diesem Bereich steckt für die kommenden Jahre einiges an Forschungs- und Entwicklungspotential.

7 Literatur

- Arulrajah, A.; Piratheepan, J.; Ali, M. M. Y.; Bo, M. W. (2012a): Geotechnical Properties of Recycled Concrete Aggregate in Pavement Sub-Base Applications. In: Geotechnical Testing Journal 35, No. 5, S. 743–751.
- Arulrajah, A.; Piratheepan, J.; Bo, M. W.; Sivakugan, N. (2012b): Geotechnical Characteristics of Recycled Crushed Brick Blends for Pavement Sub-base Applications. In: Canadian Geotechnical Journal 49, No.7, S. 796–811.
- Axelsson, K.; Johansson, S.-E.; Andersson, R. (2002): Stabilization of Organic Soils by Cement and Puzzolanic Reactions – Feasibility Study (English Translation 2002). Swedish Deep Stabilization Research Centre, Stockholm.
- Baumgärtel, T.; Heyer, D. (2009): Erdbautechnische Eignung und Klassifikation von Böden mit Fremdbestandteilen und von Bauschutt. Forschung Straßenbau und Straßenverkehrstechnik Heft 1020.
- Birle, E.; Boso, M.; Heyer, D. (2010): Investigation of the Water Flow in an Embankment Built of Organic Soil: Experimental results and large scale field test. Fifth International Conference on Unsaturated Soils, Barcelona, 6.-8. September 2010. Proceedings Volume II: pp. 1299-1304.
- Birle, E., Heyer, D., Baumgärtel, T. (2013): Erdbautechnische Eigenschaften organogener Böden der Münchner Schotterebene. Fachtagung Geotechnik & Umwelt an der HTW Dresden, 21.11.2013.
- Brüggemann, K.; Moritz, K. (1979): Verwendbarkeit von Böden mit organischen Bestandteilen Abschlussbericht zu F.A. 5.014 im Auftrag der Bundesanstalt für Straßenwesen.
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit BMU (2012a): Deutsches Ressourceneffizienzprogramm (ProgRess) Programm zur nachhaltigen Nutzung und zum Schutz der natürlichen Ressourcen, Beschluss des Bundeskabinetts vom 29.02.2012.
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit BMU (2012b): Gesetz zur Förderung der Kreislaufwirtschaft und Sicherung der umweltverträglichen Bewirtschaftung von Abfällen (Kreislaufwirtschaftsgesetz KrWG), Ausfertigungsdatum 24.12.2012 (Stand 22.05.2013).
- Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit BMU (2012c): Verordnung über den Einbau von mineralischen Ersatzbaustoffen in technischen Bauwerken (Ersatzbaustoffverordnung ErsatzbaustoffV), Artikel 2 einer Mantelverordnung, Entwurf vom 31.10.2012
- Bundesverband Baustoffe Steine und Erden e.V. (2013): Mineralische Bauabfälle Monitoring 2010. http://www.kreislaufwirtschaft-bau.de.
- Diedrich R., Brauch A., Kropp J. (2001): Rückenstützenbetone mit Recyclingzuschlägen aus Bauschutt. Schlussbericht zum Forschungsvorhaben AiF 11414 N, digital, http://www.mpabremen.de/pdf/BerichtRKBeton.pdf.
- DIN 18127: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Proctorversuch, Ausgabe 2012.
- DIN 18128: Baugrund, Untersuchung von Bodenproben Bestimmung des Glühverlustes, Ausgabe 2002.
- DIN EN 13286-2: Ungebundene und hydraulisch gebundene Gemische Teil 2: Laborprüfverfahren zur Bestimmung der Referenz-Trockendichte und des Wassergehaltes –Proctorversuch, Ausgabe 2013.
- DWA-M 362-1: Umgang mit Baggergut Teil 1: Handlungsempfehlungen, Ausgabe 2008.
- DWA-M 366: Maschinelle Schlammentwässerung, Ausgabe 2013.
- Ferias, A.; Fucale, S.; Gusmão, A. (2013): Technical and Economic Analysis of Construction and Demolition Waste Used in Paving Project. In: Proceedings of the 18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Paris: pp. 3199-3202.
- Grégoire, C.; Correira A. G.; de Bel, R.; Dethy, B. (2012): Mechanical Behavior of Natural and Recycled Granular Materials for Roads. Journal of Testing and Evaluation, Vol. 39, No. 5: pp. 1-11.
- Heyer, D.; Baumgärtel, T. (2011): Nachhaltige Materialverwendung im Erdbau, Fachtagung "Zementstabilisierte Böden". Gütegemeinschaft Bodenverfestigung - Bondenverbesserung, Neutraubling, 26. Januar 2011.

- Heyer, D.; Birle, E.; Baumgärtel, T.; Blomeyer, H.; Schönhofer, F. (2012): Effizienter und umweltverträglicher Umgang mit dem Baustoff Boden am Beispiel arsenhaltiger Böden bei der geplanten Erweiterung des Flughafens München, 32. Baugrundtagung in Mainz vom 26.09. - 29.09.2012
- IFEU (2010): Optimierung der Verwertung mineralischer Bauabfälle in Baden- Württemberg, im Auftrag des Umweltministeriums Baden-Württemberg.
- IFEU (2012): Optimierung des Stoffstrommanagements für gemischten Bauschutt (Bauschutt mit Anteilen an Mauerwerksbruch), im Auftrag des Ministeriums für Umwelt, Klima und Energiewirtschaft Baden-Württemberg.
- Jasmund, K.; Lagaly, G. (Hrsg.) (1993): Tonminerale und Tone. Struktur, Eigenschaften, Anwendungen, und Einsatz in Industrie und Umwelt. Darmstadt: Steinkopff.
- Jessberger, H. L. (1967): Grundlagen und Anwendung der Bodenstabilisierung. Düsseldorf: VDI-Verlag GmbH.
- Landesanstalt für Umwelt, Messungen und Naturschutz Baden-Württemberg LUBW (2006-2009): Untersuchung von Bauschuttrecyclingmaterial in Baden-Württemberg. http://www.lubw.badenwuerttemberg.de.
- Leite, F.d.S.; Motta, R.d.S.; Vasconcelos, K. L.; Bernucci, L. (2011): Laboratory evaluation of recycled construction and demolition waste for pavements. In: Construction and Building Materials 25, No. 6: pp. 2972-2979.
- Melbouci, B. (2009): Compaction and Building Materials. Construction and Building Materials 23, No. 8: pp. 2723-2730.
- Mifka, K.; Thelen, D. (2007): Verbesserung bindiger Böden mit Betonrecycling Fallbeispiel einer Großbaumaßnahme bei Koblenz. Vorträge zur Erd- und Grundbautagung 2007, FGSV, Köln. In: Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e.V. (Hrsg.) 2008 – Schriftenreihe der Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, Bd. 10.
- M LAGA 20: Mitteilungen der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall 20: Anforderungen an die stoffliche Verwertung von mineralischen Reststoffen/Abfällen Technische Regel Ausgaben 1997 und 2003.
- M TS E: Merkblatt über Bauweisen für Technische Sicherungsmaßnahmen beim Einsatz von Böden und Baustoffen mit Umweltrelevanten Inhaltsstoffen im Erdbau, FGSV-Regelwerk, Ausgabe 2008.
- O'Mahony, M. M. (1997): An analysis of the shear strength of recycled aggregates. In: Materials and Structures 30, No. 10: pp. 599–606.
- Tastan, E. O.; Edil, B. T.; Benson, C. H.; Aydilek, A. H. (2011): Stabilization of Organic Soils with Fly Ash. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 137, No. 9: pp. 819-833.
- Thompson, J. D.; Bashford, M. (2012): Concrete Recycling and Utilization of Recycled Concrete: An investigation of the Barriers and Drivers within the Phoenix Metropolitan Area. In: ASCE, Construction Research Congress 2012: pp. 1682-1688.
- TL BuB E-StB 09: Technische Lieferbedingungen für Böden und Baustoffe für den Erdbau. FGSV-Regelwerk, Ausgabe 2009.
- Tremblay, H.; Duchesne, J.; Locat, J. Leroueil, S. (2002): Influence of the nature of organic compounds on fine soil stabilization with cement. Canadian Geotechnical Journal, Vol. 39, No. 3: pp. 535-546.
- Yunus, M. N. Z.; Wanatowski, D.; Stace, L. R. (2013): Lime stabilization of Organic Clay and the Effects of Humic Acid Content. Geotechnical Engineering Journal of the SEAGS & AGSSEA, Vol. 44, No. 1: pp. 19-25.

Zwei Baugruben in Lagos – Spezialtiefbau in Nigeria

Dipl.-Ing. Gebhard Dausch Bilfinger Spezialtiefbau GmbH, Mannheim

1 Allgemeines

Die offizielle Einwohnerzahl von Lagos beträgt ca. 10 Millionen Menschen. Innoffiziell werden bis zu 14 Millionen Einwohner geschätzt und täglich werden es mehr. Lagos ist die dichtest bevölkerte Stadt Afrikas und zählt sogar zu den bevölkerungsreichsten Städten der Welt.

Mitten in der City baut Julius Berger Nigeria PLC zwei mehrstöckige Büro- und Wohngebäude. Für die Herstellung der Baugruben und Gründungspfähle wurde die Bilfinger Spezialtiefbau GmbH beauftragt.



Bild 1: Blick über Lagos

Die beiden Gebäude "Lagos Rose of Sharon" (LRS) und "Lagos Nestoil Tower" (LNO) befinden sich im Stadtteil Victoria Island und sind knapp 1 km voneinander entfernt.

Die Gesamthöhe des 13 Stockwerke hohen Gebäudes "Lagos Rose of Sharon" beträgt rund 50 m. Die 16 Stockwerke des "Lagos Nestoil Towers" reichen bis in eine Höhe von 76 m.

Das Baugrubenkonzept sieht für beide Baugruben eine überschnittene Bohrpfahlwand als Verbauwand vor. Zur horizontalen Abdichtung des Grundwasserzustroms wurde jeweils eine DSV-Dichtsohle geplant. Aufgrund Geologie wurden für die Gründungen jeweils Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 150 cm und einer max. Bohrtiefe von 65 m vorgesehen.

2 Geologie

Unter den künstlichen Auffüllungen mit einer Mächtigkeit von 3,5 bis 5 m besteht der Baugrund in Lagos aus Wechselschichten von locker bis dicht gelagerten holozänen sandigen, schluffigen, tonigen und torfigen Sedimenten.

Die Lagerungsdichte der Sandschichten nimmt von oben nach unten hin zu. Oberflächennah sind locker bis mitteldicht gelagerte Sande bis in einer Tiefe von 30 m unter GOK anzutreffen. Darunter kommen in stetiger Wechsellagerung weiche bis steife Tonschichten und mitteldichte bis dichte Sande vor.

3 Baugrube und Gründungskonzept "Rose of Sharon"

Die Grundfläche der Baugrube LRS hat folgende Abmessungen: 40 x 50 m. Die Baugrubentiefe bei Endaushub beträgt an der tiefsten Stelle 4,5 m.



Bild 2: Baugrube "Rose of Sharon", Lagos

Insgesamt wurden 281 Stück überschnittene Bohrpfähle mit einem Durchmesser von 90 cm und einer Länge von 12,0 m als Baugrubenverbau hergestellt. Aufgrund der Nachbarsituation war es nicht möglich, die Baugrubenwände mit Ankern zu sichern. Anstatt der Anker kamen Stahlrohre (d = 900 mm) mit einer maximalen Länge von 31,0 m zur Aussteifung der Baugrube zum Einsatz.

Bevor mit den Gründungsarbeiten begonnen wurde, wurden im Vorfeld zwei Testpfähle mit Multi-Level Osterbergzellen auf ihr Tragfähigkeitsverhalten hin getestet. Die 59 Stück Gründungspfähle mit Durchmesser 150 cm konnten im Greiferbohrverfahren mit einem Seilbagger Liebherr HS 855 und einer Rohrdrehmaschine Typ LEFFER RDM 2000 ausgeführt werden. Die Bohrungen für die Gründungspfähle wurden vollverrohrt abgebohrt. Mit einen maximalen Bohrtiefe von 65 m waren hier die Grenzen der Leistungsfähigkeit der Rohrdrehmaschine erreicht. Die eigentliche Pfahllänge betrug 60 m.

Zur horizontalen Abdichtung der Baugrube gegen das relativ hoch anstehende Grundwasser, war eine Dichtsohle im Düsenstrahlverfahren geplant. Die 2.320 m² große Dichtsohle hatte eine Dicke von 1,20 m. Die Arbeiten zur Dichtsohle, die im Duplex-Verfahren gedüst wurde, liefen zeitlich vor der Herstellung der Gründungspfähle. Der Nachweis der ausreichenden Dichtigkeit konnte beim Betreiben der Wasserhaltung während der Herstellung der Bodenplatte und des Kellerkastens geführt werden.

4 Baugrube und Gründungskonzept "Nestoil Tower"

Das 76 m hohe Hauptgebäude von "Nestoil Tower" mit 16 Stockwerken ist als Büroraum konzipiert. Das Nebengebäude mit 12 Stockwerken wird als Wohn- und Parkbereich genutzt.



Bild 3: Draufsicht Baugrube "Nestoil Tower", Lagos

Beide Gebäudeteile besitzen ein gemeinsames Untergeschoss mit kombinierter Pfahl-Platten-Gründung. Die Baugrube unterteilt sich in eine Hauptbaugrube und eine kleinere Nebenbaugrube. Insgesamt wurden für die überschnittene Pfahlwand 335 Stück Bohrpfähle mit d = 90 cm und einer max. Länge von 18,0 m hergestellt. Die horizontale DSV-Dichtsohle liegt in einer Tiefe von 12,0 m unter GOK und hat eine Dicke von 1,0 m. Der Baugrubenverbau wurde so bemessen, dass er weder rückverankert noch ausgesteift werden musste.

Abweichend vom Gründungssystem der Baugrube "Rose of Sharon" wurden hier teilverrohrte Gründungspfähle ausgeführt. Bis zur Dichtsohle war die Bohrung verrohrt mit einem Durchmesser von 150 cm. Die Bohrrohre wurden auf der Dichtsohle abgesetzt. Die Dichtsohle mit einem Drehbohrgerät und einem Durchmesser von 138 cm durchbohrt und anschließend die suspensionsgestützte Bohrung im Greiferbohrverfahren mit gleichen Durchmesser bis auf Endtiefe geführt. Die maximale Bohrtiefe betrug 57,0 m. Das Einbringen der Bohrrohre erfolgte mit einem Hydraulikrüttler. Bevor mit den eigentlichen Gründungspfählen begonnen wurde, war auch hier ein Testpfahl mit Osterbergzellen (Multi-Level) zur Bestätigung der Berechnungsannahmen getestet worden.

5 Besonderheiten bei den Arbeiten

Arbeiten in Afrika stellen immer an die Beteiligten besondere Herausforderungen dar. Auch bei den vorgenannten Projekten traten diese Besonderheiten auf.

Beim Thema Pfahlbeton ist auf die Zusammensetzung mit gebrochenem Korn und gedregtem Sand hinzuweisen. Die Neigung zum "Bluten" konnte erst durch die konsequente Erhöhung des Fein- und Zementanteils gut in den Griff bekommen werden.

Die hohen Umgebungstemperaturen von bis zu 35° Celsius und die langen Transportwege / -zeiten erfordern präzises Einstellen des Abbindeverhaltens. Dazu ist auch der Einbauvorgang des Betons bis ins Detail zu planen. Der Bohrrohrstrang ist so zusammen zu stellen, dass mit entsprechend kurzen Abschlagslängen zu Beginn des Betoniervorgangs gearbeitet wird. Auch die Betonierleitung ist auf dieses System anzupassen. Durch rechtzeitiges Ziehen der Verrohrung kann die Gefahr des Festsetzens der Rohre vermieden werden.

Die Geräte für die Pfahlherstellung, wie Seilbagger, Rohdrehmaschine, Hydraulikaggregat arbeiten bei den hohen Umgebungstemperaturen immer an der Leistungsgrenze. Bei dieselbetriebenen Motoren tritt die Gefahr von verunreinigtem Dieselkraftstoff permanent auf. Hier ist ein rechtzeitiges kontrollieren und wechseln der Filter eine absolute Notwendigkeit. Allgemein müssen alle Filter durch die Verunreinigungsgefahr früher gewechselt werden. Der Verschleiß an Hydraulik- und Getriebeöl ist ebenso höher als bei Arbeiten in den mittleren Breiten. Ersatzteile und –stoffe sind in ausreichender Menge vorzuhalten. Aufgrund der salzhaltigen Luft ist die Korrosion stärker als üblich. Hier ist eine vollumfassende und kontinuierliche Maschinenpflege der einzige Weg, dies zu minimieren.

Durch den abrasiven Sand kam es zu erhöhtem Verschleiß an den Bohrwerkzeugen. Dem wurde durch die Einrichtung einer Baustellenwerkstatt Rechnung getragen. Sobald an den

Werkzeugen und an den Bohrkronen und –rohren Verschleiß erkannt wurde, konnte mit Auftragspanzerungen und Reparaturen frühzeitig eingegriffen werden.



Bild 4: Gründungsarbeiten bei "Rose of Sharon"

Besondere Bedeutung kommt auch dem Ausbildungsniveau der lokalen Mitarbeiter zu. Das Risikobewußtsein und das sicherheitstechnische Verhalten bei den Pfahlarbeiten sind im Rahmen von Mitarbeiterschulungen und Unterweisungen zu stärken und nachhaltig ins Bewusstsein zu rufen. Da im Allgemeinen auch mehr Mitarbeiter sich im Gefahrenbereich der Großgeräte aufhalten, als dies in Deutschland der Fall ist, müssen die Gerätefahrer mit erhöhter Vorsicht arbeiten. Um einen störungsfreien Ablauf während der Ausführung sicher zu stellen, ist die Arbeitsvorbereitung ein wesentlicher Grundstein für den Erfolg der Maßnahme.

6 Literatur

- 28. Christian Veder Kolloquium (CVK) Seitz, Burkhardt, Markmann: Megacity Lagos: Großbohrpfähle und Gründungskonzepte, Heft 49 TU Graz, 2013.
- 9. Kolloquium Bauen in Boden und Fels J. Ockert: Verformungsverhalten von verbaunahen Gründungspfählen am Beispiel von zwei Baugruben in Lagos, Nigeria, Tagungsunterlagen TAE, Ostfildern/Stuttgart 2014.

Neue einfache Ermittlung der Einbindetiefe von Verbauwänden bei Gefährdung durch hydraulischen Grundbruch

Dr.-Ing. Benjamin Aulbach ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH, Aachen Prof. Dr.-Ing. Martin Ziegler Geotechnik im Bauwesen, RWTH Aachen

1 Allgemeines und bisherige Untersuchungen

Am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen wurden in den letzten Jahren intensive Untersuchungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch angestellt. Erste Ergebnisse dieser Untersuchungen wurden bereits 2010 im Rahmen des 9. Geotechnik-Tages "Wechselwirkungen Boden-Wasser-Bauwerk" vorgestellt. Dabei wurde insbesondere die Bedeutung der Baugrubenbreite für die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch aufgezeigt und verdeutlicht, dass einfache Näherungslösungen, welche den Einfluss der Baugrubenbreite vernachlässigen, gerade bei schmalen Baugruben unsichere Ergebnisse liefern können (vgl. Ziegler & Aulbach 2010). Welchen Einfluss die Vernachlässigung entscheidender Randbedingungen auf die erhaltene Einbindetiefe haben kann, zeigt auch das folgende Bild 1. Dort ist die Einbindetiefe T dargestellt, die für eine 10 m breite Baugrube mit verschiedenen Näherungslösungen ermittelt wurde.



Bild 1: Vergleich der mit verschiedenen Näherungslösungen erhaltenen Einbindetiefe T

Die erhaltenen Einbindetiefen unterscheiden sich bis um das Achtfache und gerade mit den Näherungslösungen, welche die Baugrubenbreite unberücksichtigt lassen (linearer Potentialabbau, Brinch Hansen und Hessner, Brinch Hansen), werden teils deutlich zu geringe Einbindetiefen erhalten. Auf der anderen Seite können aber beispielsweise mit den Verfahren nach Schmitz oder Davidenkoff und Franke gerade bei breiten Baugruben sehr konservative Ergebnisse erhalten werden. Diesen Verfahren liegt die Betrachtung des Stromfadens
direkt an der Wand zugrunde, wodurch günstig wirkende Reibungskräfte in keiner Weise berücksichtigt werden (vgl. Aulbach & Ziegler 2014).

Aus diesem Grund wurden in einem ersten Schritt Bemessungsdiagramme aufgestellt, mit denen die für die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderliche Einbindetiefe in Abhängigkeit von den entscheidenden Randbedingungen abgelesen werden kann (vgl. Ziegler et al. 2009). Die Diagramme basieren auf numerischen Strömungsberechnungen, bei denen die entscheidenden geometrischen Randbedingungen Wasserspiegeldifferenz H, Baugrubenbreite B und Aquifermächtigkeit S bereits bei der Modellbildung einfließen. Die Einbindetiefe T wird schließlich durch einen iterativen Prozess erhalten, bei dem das Modell solange angepasst wird, bis die Grenzgleichung nach EC 7-1 bzw. DIN 1054

$$S_{dst;d} \le G'_{stb;d} \tag{1}$$

erfüllt wird, d.h. die Bemessungswerte der Strömungskraft S und der Gewichtskraft G' im Gleichgewicht stehen. In die Gleichung gehen keine günstig wirkenden Reibungskräfte ein, allerdings werden diese durch die Betrachtung des Terzaghi-Körpers indirekt berücksichtigt (vgl. Aulbach & Ziegler 2014). Auf diesem Weg für den ebenen Fall und vereinzelt auch schon für den räumlichen Fall erhaltene Diagramme wurden bereits 2010 auf dem 9. Geotechnik-Tag präsentiert und können dem zugehörigen Tagungsband entnommen werden (vgl. Ziegler & Aulbach 2010).

2 Aktuelle Untersuchungen und Erkenntnisse

Wie im Beitrag zum 9. Geotechnik-Tag angekündigt, wurden die Untersuchungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch fortgesetzt. Die ersten Untersuchungen für den räumlichen Fall hatten gezeigt, dass zwischen der Ecke und den Seiten rechteckiger Baugruben teilweise deutliche Unterschiede bezüglich der erforderlichen Einbindetiefe bestehen, wie das folgende Bild 2 zeigt.



Erforderl. Einbindetiefe T/H für S/H=3,0

Bild 2: Erforderliche Einbindetiefe in der Ecke, an der Stirn- und an der Längsseite mit B/L = 0,5 sowie im ebenen Fall

Man erkennt, dass in den Ecken teilweise bis zu doppelt so große Einbindetiefen wie an den Seiten erforderlich sind, um ausreichende Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch zu gewährleisten. Dies liegt daran, dass aufgrund der räumlichen Zuströmung von zwei Seiten in den Ecken im Verhältnis eine größere Querschnittsverengung als an den Seiten vorhanden ist. Lediglich für sehr schmale Baugruben sind annähernd gleich große Einbindetiefen erforderlich, da dann ohnehin nahezu der gesamte Potentialabbau im Baugrubeninneren stattfindet.

Aus diesem Grund wurden die Untersuchungen für den räumlichen Fall fortgesetzt und intensiviert. Durch die Fallunterscheidung zwischen Ecke, Stirn- und Längsseite und durch das zusätzlich zu berücksichtigende Verhältnis der Baugrubenbreite zur Baugrubenlänge B/L erhöht sich allerdings der Untersuchungsaufwand gegenüber dem ebenen Fall um ein Vielfaches. Daher wurde im Vorfeld der Untersuchungen in Zusammenarbeit mit dem Institut für Wasserbau der RWTH Aachen ein sogenanntes Inter-Face-Manager-Modul (IFM-Modul) entwickelt. Durch das IFM-Modul konnten Teilprozesse der iterativen Einbindetiefenermitt-lung, insbesondere die schrittweise notwendige Modellanpassung, automatisiert werden. Somit konnten schließlich äußerst umfangreiche Untersuchungen angestellt und Ergebnisse für zahlreiche geometrische Randbedingungen gewonnen werden.

Zusätzlich zur Variation der geometrischen Größen wurden auch die Baugrundeigenschaften selbst variiert. Neben der Betrachtung verschiedener Wichten bei homogenem, isotropem Baugrund wurden auch anisotrope sowie geschichtete Baugrundverhältnisse untersucht. Dabei hat sich nicht nur gezeigt, dass mit abnehmender Wichte größere Einbindetiefen erforderlich werden, sondern auch, dass der Zusammenhang zwischen Wichte und Einbindetiefe nicht linear ist (vgl. Aulbach & Ziegler 2013). Dies liegt dran, dass durch die an eine abweichende Wichte angepasste Einbindetiefe auch das Strömungsfeld verändert und dadurch wiederum die erforderliche Einbindetiefe beeinflusst wird. Auch geschichtete oder anisotrope Verhältnisse führen zu gegenüber homogenem, isotropem Baugrund veränderten Strömungsfeldern und wirken sich entsprechend auf die Einbindetiefe aus. Das folgende Bild 3 zeigt beispielhaft die erforderliche Einbindetiefe für den Fall, dass der Baugrund in horizontaler Richtung durchlässiger als in vertikaler Richtung ist.



Bild 3: Einbindetiefe bei anisotropen Verhältnissen mit B/L = 0,5

Mit zunehmender Anisotropie bzw. nur horizontal zunehmender Durchlässigkeit k_{fh} nimmt auch die erforderliche Einbindetiefe gegenüber isotropen Verhältnissen zu. Dies liegt daran, dass sich der Potentialabbau immer auf die weniger durchlässigen Bereiche des Fließwegs konzentriert. Bei anisotropen Böden wird folglich mehr Potential auf dem vertikalen Fließweg im Baugrubeninneren abgebaut, was zu einer Erhöhung der Einbindetiefe gegenüber isotropen Verhältnissen führt.

Auch bei geschichteten Verhältnissen kann die erforderliche Einbindetiefe je nach Lage der Schichtgrenze(n) gegenüber homogenen Verhältnissen größer werden, wenn sich z.B. durch eine überlagernde durchlässigere Bodenschicht der Potentialabbau in Richtung Verbauwandfuß bzw. Baugrubeninneres verlagert. Umgekehrt kann eine durchlässigere Bodenschicht im Baugrubeninneren aber auch zur Verringerung der erforderlichen Einbindetiefe führen, wenn diese unmittelbar unterhalb der Baugrubensohle ansteht. Letztere Situation wird oftmals auch künstlich in Form von Auflastfiltern zur Reduzierung der Einbindetiefe oder zur Erhöhung der Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch geschaffen.

Weitere Details zum Einfluss der geometrischen und bodenmechanischen Randbedingungen können Aulbach (2013) oder Aulbach & Ziegler (2013) entnommen werden.

3 Bemessungsdiagramme

Aufbauend auf den zahlreichen Berechnungsergebnissen wurden schließlich dimensionslose Bemessungsdiagramme aufgestellt. Da alle geometrischen Bezugsgrößen direkt (T/H, B/H, S/H) oder indirekt (B/L) auf die Wasserspiegeldifferenz H bezogen werden, lassen sich die Diagramme für beliebig große Baugruben anwenden. Bild 4 zeigt beispielhaft die Bemessungsdiagramme für eine langgestreckte Baugrube mit B/L = 0,3 und eine quadratische Baugrube mit B/L = 1,0, jeweils für homogenen, isotropen und als günstig einzustufenden Baugrund mit einer Wichte unter Auftrieb von γ^{c} = 11 kN/m³.

Aus den Diagrammen kann die erforderliche Einbindetiefe T/H direkt auf der y-Achse abgelesen werden. Hierzu ist auf der x-Achse die Baugrubenbreite B/H aufgetragen und die Aquifermächtigkeit S/H wird durch verschiedene Kurven berücksichtigt. Die so erhaltene Einbindetiefe basiert auf dem Nachweis nach Gleichung (1) und beinhaltet bereits die Teilsicherheitsbeierte für die Bemessungssituation BS-T nach DIN 1054 von γ_{H} = 1,30 für die Strömungskraft und $\gamma_{G,stb}$ = 0,95 für die Gewichtskraft unter Auftrieb.

Für homogenen, isotropen Baugrund wurden jeweils vier Wichten unter Auftrieb von $\gamma^{\circ} = 9 \div 12 \text{ kN/m}^3$ betrachtet und eine Fallunterscheidung nach DIN 1054 zwischen günstigem und ungünstigem Baugrund vorgenommen. Damit wurden für den ebenen Fall in Summe 8 und für den räumlichen Fall (B/L = 0,3 / 0,5 / 1,0 und Ecke / Stirn- / Längsseite) insgesamt 64 Diagramme aufgestellt.

Die Diagramme für anisotrope sowie geschichtete Verhältnisse beschränken sich auf eine Wichte unter Auftrieb von γ^{c} = 11 kN/m³ und günstigen Baugrund.



Bild 4: Bemessungsdiagramme für homogenen, isotropen Baugrund

Das folgende Bild zeigt beispielhaft zwei Bemessungsdiagramme für quadratische Baugruben mit B/L = 1,0 bei doppelt so großer Durchlässigkeit in horizontaler wie in vertikaler Richtung mit k_{fv} : k_{fh} = 1:2.



Bild 5: Bemessungsdiagramme für anisotropen Baugrund

Weiterhin zeigt Bild 6 Bemessungsdiagramme für quadratische Baugruben in einem Zweischichtsystem, bei dem die obere Schicht 10fach durchlässiger als die untere Schicht ist $(k_1:k_2 = 1:10)$ und die Schichtgrenze in Höhe der Baugrubensohle liegt.



Bild 6: Bemessungsdiagramme für geschichteten Baugrund mit durchlässigeren Schicht oben und Schichtgrenze auf Höhe der Baugrubensohle

Sämtliche Bemessungsdiagramme für homogenen, isotropen - auch für runde Baugruben - sowie für anisotropen oder geschichteten Baugrund sind in Aulbach (2013) enthalten.

4 Näherungsformeln

Mit den erhaltenen Bemessungsdiagrammen kann die erforderliche Einbindetiefe in Abhängigkeit der entscheidenden Randbedingungen jeweils schnell und einfach ermittelt werden. Allerdings sind in Summe etwa 120 Bemessungsdiagramme notwendig, um alle betrachteten geometrischen und bodenmechanischen Verhältnisse abzudecken. Da dies eine in Summe doch eher unhandliche Lösung darstellt, wurde zusätzlich auf der vorhandenen Datenbasis schrittweise eine Näherungsformel hergeleitet, mit der die Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe ebenfalls mit ausreichender Genauigkeit möglich ist.

Für den ebenen Fall

- in homogenem, isotropem Baugrund,
- der nach DIN 1054 als günstig einzustufen ist und
- eine Wichte unter Auftrieb von γ ' = 11 kN/m³ aufweist,

kann die erforderliche Einbindetiefe für

- eine beliebige Baugrubenbreite B

und für eine vorgegebene Aquifermächtigkeit von S/H = 3,0 mit Gleichung (2)

$$\frac{T}{H} = 0,32 + (1,244 - 0,32) \cdot e^{\left(\frac{-B/H}{0,883}\right)}$$
(2)

bestimmt werden.

Soll gleichzeitig auch

- eine beliebige Aquifermächtigkeit S

berücksichtigt werden, ergibt sich die Einbindetiefe mit Hilfe folgender Formel:

$$\frac{T}{H} = 0,32 + (1,244 - 0,32) \cdot e^{\left(\frac{-B/H}{0,541 + 0,395 \cdot (1 - e^{(1 - S/H)})}\right)}$$
(3)

Für den räumlichen Fall wurde die Formel durch Einführung zweier Faktoren A und U zur Berücksichtigung der räumlichen Anströmung und des Umfeldes der betrachteten Stelle schließlich so erweitert, dass die erforderliche Einbindetiefe getrennt für die Ecke, die Stirnund die Längsseite bestimmt werden kann. Für ein zunächst vorgegebenes Verhältnis der Baugrubenbreite zur Baugrubenlänge von B/L = 0.3 ergibt sich die Einbindetiefe nach Gleichung (4) zu:

$$\frac{T}{H} = 0,32 \cdot A + (1,244 - 0,32 \cdot A) \cdot e^{\left(\frac{-B/H}{U \cdot (0,541 + 0,395 \cdot (1 - e^{(1 - S/H)}))}\right)}$$
(4)

Bei Verwendung von Gleichung (4) sind für die Faktoren A und U die in Bild 7 enthaltenen Tabellenwerte zu verwenden.

Für anisotrope oder geschichtete Baugrundverhältnisse sind die Faktoren A und U durch Formulierungen zu ersetzen, die vom Verhältnis der Durchlässigkeiten bzw. von der Lage der Schichtgrenze abhängen. Die entsprechenden Formulierungen sowie weitere Details hierzu finden sich in Aulbach (2013) und Aulbach & Ziegler (2013).

Beliebige Wichten γ_i° oder von DIN 1054 abweichende Teilsicherheitsbeiwerte können schließlich dadurch berücksichtigt werden, dass die Einbindetiefe für die vorhandene Referenzwichte von γ_{ref}° = 11 kN/m³ und günstigen Baugrund entsprechend der folgenden Gleichung (5) multipliziert wird.

$$\frac{T}{H}(\gamma'_{i},\eta_{i}) = \frac{T}{H}(\gamma'_{ref},\eta_{ref}) \cdot \left(\frac{\gamma'_{ref}}{\gamma'_{i} \cdot 0.902 + 1.078 kN/m^{3}} \cdot \frac{\eta_{i}}{\eta_{ref}}\right)^{\sqrt{2}}$$
(5)

mit: $\eta_{ref} = \gamma_H / \gamma_{G,stb} = 1,30 / 0,95 = 1,368$ (vgl. DIN 1054, BS-T)

η_i gefordertes Sicherheitsniveau bzw. Quotient der Teilsicherheitsbeiwerte

Mit Hilfe von Gleichung (5) ist auch die Berücksichtigung ungünstiger Baugrundverhältnisse oder anderer Bemessungssituationen nach DIN 1054 möglich, indem für η_i die entsprechenden Teilsicherheitsbeiwerte verwendet werden.

5 Bemessungsformel für homogenen, isotropen Baugrund

Mit den oben aufgeführten Näherungsformeln können vereinzelt auch Einbindetiefen erhalten werden, die gegenüber den genaueren Ergebnissen der FE-Berechnungen bzw. der daraus abgeleiteten Diagrammen geringfügig kleiner sind. Daher wurde in einem letzten Schritt ein Bemessungsbeiwert Be eingeführt. Dadurch werden mit der in Bild 7 abgebildeten Bemessungsformel nur Ergebnisse erhalten, die gegenüber den FE-Berechnungen auf der sicheren Seite liegen. Weiterhin enthält diese Formel bereits eine Erweiterung für beliebige Verhältnisse der Baugrubenbreite zur Baugrubenlänge B/L und auch die Umrechnung nach Gleichung (5) für beliebige Wichten oder ein abweichendes Sicherheitsniveau.

Für günstigen Baugrund betragen die mittleren Abweichungen zwischen der Bemessungsformel und den FE-Ergebnissen dann $\Delta T/H \approx 9$ %, für ungünstigen $\Delta T/H \approx 12,5$ %.

Ohne Bemessungsbeiwert betragen die mittleren Abweichungen nur $\Delta T/H \approx 2.5$ % bzw. $\Delta T/H \approx 6$ %, allerdings mit wechselndem Vorzeichen.

Auf eine Erweiterung der Bemessungsformel auch für anisotrope oder geschichtete Verhältnisse wurde bewusst verzichtet. Gerade die Durchlässigkeit ist eine der am schwierigsten zu bestimmenden Bodenkennwerte, hat jedoch bei solchen Baugrundverhältnissen einen sehr starken Einfluss auf die erforderliche Einbindetiefe. Daher können die Formeln für eine Abschätzung der erforderlichen Einbindetiefe zwar in sehr guter Näherung verwendet werden (vgl. Aulbach 2013), für die Bemessung sollte aber stets zusätzlich eine Sensivitätsanalyse durchgeführt werden.

$$\frac{T}{H} = Be \cdot \left[0,32 \cdot A + (1,244 - 0,32 \cdot A) \cdot e^{\left(\frac{-\frac{B}{H}}{U \cdot \left(0,541 + 0,395 \cdot \left(1 - e^{\left(1 - \frac{S}{H}\right)}\right)\right) \cdot \left(1 + \left(\frac{B}{L} - 0,3\right) \cdot (3,156 - 1,564 \cdot U)\right)}\right)} \right]$$

$$\cdot \left(\frac{\gamma'_{ref}}{\gamma_i \cdot 0,902 + 1,078} \cdot \frac{\eta_i}{\eta_{ref}}\right)^{\sqrt{2}} \right]$$

mit: Be Bemessungsbeiwert
A Faktor für die räumliche Anströmung

Bemessungsformel für homogenen, isotropen Baugrund

- g
- U Faktor für den Einfluss des Umfeldes
- L Länge der Baugrube
- B Breite der Baugrube
- H Wasserspiegeldifferenz
- S Aquifermächtigkeit
- γ'_{ref} Referenzwichte unter Auftrieb

$$= 11 \text{ kN/m}^3$$

- Wichte unter Auftrieb γi
- η_{ref} Referenzglobalsicherheit
 - = 1,368 = 1,30/0,95
- η_i geforderte globale Sicherheit

Faktoren	А	U
Ebener Fall	1,00	1,00
Längsseite	1,00	1,32
Stirnseite	1,04	1,99
Ecke	2,08	1,69

Anwendungsbereich:

 $T/H < 0.75 \cdot S/H$ $S/H \ge 1,0$ $B/L \ge 0,3$

Bild 7: Bemessungsformel für homogenen, isotropen Baugrund

6 Fazit

Am Lehrstuhl für Geotechnik im Bauwesen wurden umfangreiche Untersuchungen zur Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch mit Hilfe numerischer Grundwasserströmungsberechnungen angestellt. Auf Basis der so erhaltenen Ergebnisse wurden in einem ersten Schritt dimensionslose Bemessungsdiagramme aufgestellt, mit denen die für die Sicherheit gegen hydraulischen Grundbruch erforderliche Einbindetiefe in Abhängigkeit der entscheidenden Randbedingungen abgelesen werden kann. In Ergänzung dazu wurden verschiedene Näherungsformeln und letztlich eine Bemessungsformel für homogenen, isotropen Baugrund aufgestellt, welche die entscheidenden Randbedingungen ebenfalls berücksichtigt. Diese Formel lässt sich auch direkt in bestehende Softwarelösungen implementieren, so dass der bisherige Wechsel zwischen Statik- und Strömungsprogramm überflüssig wird.

7 Danksagung

Die Entwicklung der Diagramme und Formeln basiert auf Ergebnissen und Daten, die zu einem Großteil während zweier Forschungsvorhaben gewonnen wurden. Diese Forschungsvorhaben wurden vom Deutschen Institut für Bautechnik gefördert. Dem DIBt und den Mitgliedern der Betreuungsgruppe sei an dieser Stelle herzlich gedankt.

Ebenso gedankt sei der Firma Wayss & Freytag Ingenieurbau AG, die am ersten Forschungsvorhaben aktiv beteiligt war und darüber hinaus beide Forschungsvorhaben finanziell unterstützt hat.

Weiterer Dank geht an die Emschergenossenschaft, an die Hamburg Port Authority AÖR sowie an die ICG Düsseldorf GmbH & Co. KG für ihre finanzielle Unterstützung.

Ferner sei auch dem Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft der RWTH Aachen für die Zusammenarbeit im Rahmen der Entwicklung des IFM-Moduls gedankt.

8 Literatur

- Aulbach, B. (2013): Hydraulischer Grundbruch Zur erforderlichen Einbindetiefe bei Baugruben in nichtbindigem Baugrund, Schriftenreihe Geotechnik im Bauwesen der RWTH Aachen.
- Aulbach, B., Ziegler, M. (2013): Hydraulischer Grundbruch Formel zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe, Bautechnik 90 (2013), Heft 10.
- Aulbach, B., Ziegler, M. (2014): Versagensformat und Nachweisformat beim hydraulischen Grundbruch – Plädoyer für den Terzaghi-Körper, geotechnik 37 (2014), Heft 1.
- DIN EN 1997-1:2009 Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln, September 2009.
- DIN 1054:2010 Baugrund: Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau Ergänzende Regelungen DIN EN 1997-1, Dezember 2010.
- Ziegler, M., Aulbach, B., Heller, H., Kuhlmann, D. (2009): Der hydraulische Grundbruch Bemessungsdiagramme zur Ermittlung der erforderlichen Einbindetiefe, Bautechnik 86 (2009), Heft 9.
- Ziegler M., Aulbach, B. (2010): Der Nachweis gegen hydraulischen Grundbruch bei tiefen und schmalen Baugruben in nichtbindigem Baugrund, 9. Geotechnik-Tag in München, 2010.

Hangsicherung Roggwil-Wynau: Stabilisierung eines seit 150 Jahren bekannten Rutschhanges

Dr.-Ing. Stefan Irngartinger Dr. Walter Steiner B + S AG, Bern, Schweiz

1 Einleitung

Bereits beim Bau der Zentralbahn Bern – Olten um 1850 wurde die instabile Hangzone am Fusse der "Höchi" – einem Hügelzug zwischen den Gemeinden Roggwil-Wynau und Aarwangen im Schweizer Mittelland – erkannt. Damals entschied man sich, den Hangfuss mittels einer Gegenkurve zu umfahren; ein von Archäologen während der Bauarbeiten der Neubaustrecke gefundener ehemaliger Entwässerungsstollen zeugt heute noch von dem Vorhaben, den Hang zu drainieren.

Mit dem Bau der Neubaustrecke (NBS) Mattstetten – Rothrist Anfang 2000 wurde die Linienführung geglättet, so dass die neue Bahntrassee den Hangfuß anschneidet. Trotz der ausgeführten Sicherung durch eine aufgelöste Pfahlwand und Drainbohrungen konnten die Kriechdeformationen des Hanges nicht gestoppt werden und im Jahre 2007 war der definierte Interventionswert für die Kopfverschiebung der Pfahlwand überschritten. Sanierungsmaßnahmen schlugen fehl, so dass man nach neuen Möglichkeiten zu Sicherung des Hangs suchte.

Abbildung 1 zeigt einen Auszug aus der geologischen Karte mit dem Verlauf der alten und neuen Bahnlinie (NBS). Der Hügelzug Höchi ist eine Antiklinale in der Unteren Süsswassermolasse am Nordrand des Molassebeckens des Schweizer Mittellandes, der von Rissmoräne überdeckt ist; am Hangfuß tritt der Fels aber zutage. Die Untere Süsswassermolasse ist geprägt durch eine lose Abfolge von Sand- und Siltsteinen, die durch eingeschaltete Mergellagen voneinander getrennt werden. Durchlässigkeit und Zementierungsgrad der Sandsteine können stark schwanken.



Abbildung 1: Auszug aus der geologischen Karte mit dem früheren und – blau – neuen (NBS) Verlauf der Bahnlinie

Die Höchi ist heute ein Waldschutzgebiet, das von Anwohnern und Erholungssuchenden intensiv für Wanderungen genutzt wird. Der Grundstücksbereich der SBB schliesst unmittelbar an dieses Schutzgebiet an, was bei der Planung und Realisierung jeglicher Massnahmen zu berücksichtigen war.

Im Folgenden wird über die geologischen Randbedingungen, die Massnahmen während des Baus der NBS und die inzwischen erfolgreich ausgeführte Hangstabilisierung berichtet.

2 Massnahmen während des Baus der NBS

Bereits im Planungsstadium der Neubaustrecke sind die geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse im Bereich des Rutschgebiets der Höchi untersucht worden. Damals sind im unmittelbaren Bereich der Rutschung, aber auch im grösseren Umfeld der Südflanke der Höchi mehrere Erkundungsbohrungen abgeteuft und als Inklinometer- oder Piezometer-Messstellen ausgebaut worden. Da die realisierte Linienführung der NBS jedoch nur den Hangfuss der Höchi tangierte, konzentrierte man sich bei der Projektierung auf den unmittelbaren Einflussbereich des neuen Bahntrassees. Zur Sicherung des Hangfusses führte man schliesslich eine aufgelöste Bohrpfahlwand mit bis zu 18 m langen Pfählen Ø 1,30 m im Abstand von a = 3,0 m aus. Die Pfahlköpfe wurden mit einem massiven ca. 2,0 m x 1,5 m starken Kopfbalken verbunden, in den bereits Aussparungen für eine gegebenenfalls später auszuführende Rückverankerung der Pfahlwand oder für Drainbohrungen eingebaut wurden. Zusätzlich wurden von einer rund 7 m oberhalb der Bahntrasse gelegenen Zufahrtsstraße systematische Drainagebohrungen ausgeführt (Abbildung 2). Bereits im Zuge der Herstellung der Pfahlwand verursachten aber artesische Wasserdruckverhältnisse Schwierigkeiten beim Bohren und Betonieren der Pfähle.



Abbildung 2: Ausführungsplanung der Pfahlwand am Hangfuß im Zuge des Baus der NBS

Nach Inbetriebnahme der NBS wurden die Deformationen des Pfahlkopfriegels und des Trassees laufend geodätisch überwacht. Zudem sind die im Hangbereich und in einzelnen Pfählen versetzten Inklinometer regelmäßig gemessen worden. Im Jahr 2007 ist der im Zuge der Plangenehmigungsverfügung durch das Bundesamt für Verkehr (BAV) definierte Interventionswert einer horizontalen Verschiebung des Pfahlkopfes von $\delta_{\rm h}$ = 20 mm überschritten worden. Gemäß ursprünglicher Bauplanung sind daher Sanierungsmaßnahmen ausgelöst und im Sommer 2008 ausgeführt worden: Vom Unterhaltsweg zwischen Bahntrasse und Pfahlwand wurden diverse Drainage- und Ankerbohrungen ausgeführt. Hierbei wurden mehrfach stark wasserführende Bereiche angebohrt, was insgesamt zu einer Absenkung des Wasserdruckspiegels unmittelbar hinter der Pfahlwand führte. Zudem wurde von erbohrten Klüften von bis zu 1.3 m Mächtigkeit berichtet. Da derartige Kluftabstände in den vorangegangenen Erkundungsbohrungen nicht angetroffen wurden und für die Untere Süßwassermolasse äußert ungewöhnlich wären, muss eher von einem schleifenden Durchbohren der eigentlichen Gleitzone ausgegangen werden. Durch den hohen Wasserdruck während des Bohrens ist wahrscheinlich zu Lockergestein entfestigter Fels im Bereich der Gleitzone ausgespült worden, was anschließend als "Kluft" wahrgenommen worden ist.

Die Injektion der Verankerungsstrecken der Anker stellte die Ausführenden vor große Probleme, da aufgrund des anstehenden Wasserdrucks und der freigespülten Scherzone große Mengen an Injektionsgut unkontrolliert abflossen. Von den insgesamt acht ausgeführten Versuchsankern konnte nur einer die erforderliche Tragfähigkeit erreichen.

Die Bauherrschaft entschloss sich daher, die Sanierungsmaßnahmen abzubrechen und mit einer begrenzten Ausschreibung bei vier Ingenieurbüros alternative Konzepte zur Stabilisierung des Hanges zu suchen.

3 Ergänzende Baugrunduntersuchung

Im Zuge einer detaillierten Durchsicht aller seit Planungsbeginn in den 1980er Jahren ausgeführten Bohrungen im Bereich der Höchi wurde man darauf aufmerksam, dass im rückversetzten Hangbereich teilweise sehr hohe artesisch gespannte Bergwasserdrücke anstehen müssen. Im Rahmen einer Ortsbegehung wurden diverse ehemalige Piezometermessstellen entdeckt, aus denen seit Jahrzehnten kontinuierlich Bergwasser ausfloss und teilweise künstlich angelegte Weiher speiste. Durch Aufsetzen einfacher Manometer konnte artesischer Wasserdruck bis etwa 10 m über Terrain festgestellt werden.

Aufgrund dieser Erkenntnis ist bei der Bauherrschaft die Durchführung einer ergänzenden Baugrunduntersuchung beantragt worden, mit dem Ziel, die hydrogeologischen Verhältnisse in größerer Distanz zur NBS-Trasse zu erkunden. Im Herbst / Winter 2009 sind daher sieben weitere Bohrungen mit Tiefen bis 45 m abgeteuft worden (Abbildung 3), wovon fünf Bohrungen in bisher nicht untersuchten Bereichen bis rund 100 m orthogonal zur NBS-Achse angeordnet wurden.



Abbildung 3: Lage der zusätzlich ausgeführten Erkundungsbohrungen (Kampagne2009)

In den Erkundungsbohrungen wurden systematisch Wasserabpressversuche nach EN-ISO 22282-3 ausgeführt. Dabei wurden der Wasserdruck im Versuchsabschnitt (Shut-in pressure) mittels Doppelpacker mit 3 m Abstand bestimmt und die Durchlässigkeit durch Erhöhung des Wasserdruckes ermittelt. Anschließend sind in Tiefen mit den größten gemessenen Wasserdrücken Porenwasserdruckgeber zur kontinuierlichen Erfassung der Wasserdruckverhältnisse eingebaut worden. Alle Porenwasserdruckgeber sind in ein Erfassungssystem integriert worden, was eine online-Abfrage der Messdaten ermöglichte.

Die ergänzenden Erkundungsbohrungen bestätigten den bereits bekannten geologischen Aufbau: Unter einer 5 m bis 8 m mächtigen Deckschicht aus Gehängelehm und Grundmoräne der Riss-Eiszeit stehen die Sandsteine und Mergel der Unteren Süßwassermolasse an. Da es sich bei der Höchi um eine Antiklinale am Nordrand der Molasse handelt, fallen die Schichten der Molasse mit etwa 30° nach Süden ein. Mergel- und Sandsteinschichten haben stark variierende Mächtigkeit zwischen wenigen Dezimetern bis zu 20 m. Entgegen der früheren Annahme konnte in den Bohrungen eine stark entfestigte Zone, welche als Gleitoder Scherzone interpretiert wird, bis in eine Distanz von etwa 80 m orthogonal zur NBS-Trasse nachgewiesen werden, siehe Abbildung 4.



Abbildung 4: geologisches Querprofil

Besonders aufschlussreich waren die Ergebnisse der Wasserabpreßversuche und die gemessenen Porenwasserdrücke: Während sich im vorderen Bereich des Hanges beim Zufahrtsweg zur Liegenschaft Motzet sowie am Rand des Waldschutzgebietes artesisch gespannte Wasserdrücke von bis zu 5 m über Terrain feststellen ließen, wurden im hinteren Hangbereich Wasserdrücke von bis zu 75 mWS gemessen. Dies entspricht einem artesischen Wasserdruck von über 30 m über Terrain oder etwa 50 m über der NBS-Trasse. Diese hohen Wasserdrücke aus weiter von der NBS-Trasse entfernten Bereichen waren in den bisherigen Überlegungen nicht berücksichtigt worden.

Die Durchlässigkeiten zeigen, dass die Wasserzirkualtion in Diskontinuitäten erfolgt.

4 Rückrechnung der bestehenden Situation

Auf Basis dieser neuen geologischen und hydrogeologischen Erkenntnisse ist eine Rückrechnung der bestehenden Situation ausgeführt worden. Ziel hierbei war nicht die exakte wissenschaftliche Aufarbeitung alle bisher bekannten Details, sondern die rechnerische Erfassung von grundlegenden Zusammenhängen. Im Programmsystem Slope/W wurde daher ein vergleichsweise einfaches System modelliert, das es aber zuließ, den Einfluss verschiedener Randbedingungen zu untersuchen.



Abbildung 5: Rechenmodell Zustand vor der Sanierung

Die Rückrechnung des Zustandes vor der Sanierung ließ darauf schließen, dass sich der gesamte Hang im labilen Gleichgewicht befand (Abbildung 5). Je nach Ansatz des Wasserdrucks, der Wirkung der Verdübelung durch die bestehende Pfahlwand sowie der Mächtigkeit der Gleitzone und deren geotechnischer Parameter konnten globale Standsicherheiten um FoS \approx 1.0 festgestellt werden.

Aufgrund der Grösse der zu sanierenden Rutschmasse erachtete man von Beginn an den zusätzlichen Einbau stützender oder widerstehender Elemente als kritisch, da die aufzunehmende Gesamtkraft technisch kaum aufzubringen schien.

Zur Planung der Sanierungsmaßnahmen konzentrierte man sich daher auf eine Reduktion des Bergwasserdrucks, um so einerseits die wirksamen abtreibenden Kräfte zu reduzieren und andererseits die mobilisierbaren rückhaltenden Kräfte zu erhöhen. Vergleichsberechnungen zeigten, dass eine Reduktion der artesisch gespannten Wasserdrücke in etwa auf Geländeoberkante zu einer Erhöhung der Standsicherheit von rund 30 % führen kann. Eine weitere Absenkung des Bergwasserdrucks bewirkt allerdings nur einen geringen Zuwachs an rechnerischer Standsicherheit.

Durch die Berechnungen konnte auch aufgezeigt werden, dass eine Absenkung des artesischen Wasserdrucks eine grundlegende Änderung des Gesamtspannungszustands in dem betrachteten Umfeld bewirken wird. Je nach Absenkziel, geometrischen Verhältnissen und angesetzten geotechnischen Kennwerten wurden so anfängliche horizontale Zusatzdeformation von einigen Zentimetern und Setzungen im Dezimeterbereich prognostiziert. Es wurde von einer Konsolidationszeit von rund einem Jahr nach Abschluss der Hauptarbeiten ausgegangen, bevor sich wieder homogene Spannungsverhältnisse im betrachteten Hangbereich ausbildeten.

5 Planung und Ausführung der Sanierungsmaßnahmen

Die vorangegangenen Untersuchungen zeigten, dass eine Absenkung des Bergwasserdrucks zum Abbau der artesisch gespannten Wasserdrücke die wirksamste Sanierungsmethode sein wird. Die Planung der Maßnahmen musste die folgenden Randbedingungen erfüllen:

- Nutzung der SBB-eigenen Landparzelle,
- keine Baumaßnahmen im Bereich der Neubaustrecke,
- kein Eingriff in das bestehende Waldschutzgebiet,
- keine langfristigen Auswirkungen auf das Waldschutzgebiet,
- möglichst unterhaltsarme Konstruktion ohne größere laufende Betriebskosten.

Es stellten sich die Fragen:

- Wo kann am sinnvollsten drainiert werden?
- Wie viel Wasser kann entnommen werden, ohne den Wald zu schädigen?
- Wie kann effizient drainiert werden?
- Wie kann das Drainagewasser abgeleitet werden?

Die Baugrunderkundung hatte gezeigt, dass die maßgebenden Bergwasserdrücke in einer Tiefe von ca. 30 m unter Terrain anstehen und dass der Wasserdruck im Hangbereich etwa 50 m hinter der Parzellengrenze der SBB am größten ist. Der Bau von Vertikalfilterbrunnen oder ähnlichem im Bereich des größten Wasserdrucks war aber nicht möglich, da Baumaßnahmen innerhalb des Waldschutzgebietes nicht bewilligungsfähig gewesen wären.

Man entschied sich daher für den Bau von drei vertikalen Drainageschächten, welche am äußersten Rand der SBB-Parzelle unmittelbar an das Waldschutzgebiet angrenzend zu liegen kamen. Aus diesen Schächten wurden Horizontalfilterbrunnen mit einer Länge von bis zu 50 m fächerförmig hergestellt. Um das drainierte Wasser ableiten zu können, wurden die drei Schächte mit einem Mikrotunnel DN 800 verbunden und an eine bestehende Leitungsquerung unterhalb der NBS-Trasse angeschlossen, siehe Abbildung 6 und Abbildung 7. Nach der Trassenquerung wird das Wasser gemäß Bewilligung des zuständigen Gewässerschutzamtes in den nahegelegenen Brunnbach eingeleitet.



Abbildung 6: Situation mit den wesentlichen Konstruktionselementen

Die Drainageschächte haben eine Tiefe von jeweils ca. 15 m, so dass die Schachtsohle in etwa auf Höhe der NBS-Trasse liegt. Die Schächte haben einen Innendurchmesser von 6,0 m und wurden durch eine permanente überschnittene Bohrpfahlwand aus Pfählen Ø 90 cm gesichert. Da die Schächte die aktive Gleitzone durchörtern und in der stabilen unterliegenden Molasse enden, mussten die Schächte für die Aufnahme von Schubkräften aus zusätzlichen Hangdeformationen dimensioniert werden. Eine genaue Prognose sich einstellender weiterer Verformungen war bei den gegebenen Randbedingungen nicht möglich. Daher wurde das gesamte Verformungsvermögen des Schachtes verschiedenen Verformungsszenarien gegenüber gestellt und anschließend der Bewehrungsgehalt der Pfahlwand bestimmt. Pfähle, welche später vom Mikrotunneling durchfahren wurden, wurden mit GFK-Bewehrung armiert, so dass ein Durchbohren möglich war.

Um in der Bauphase eine Wasserhaltung zu betreiben und um in der Endphase die Auftriebssicherheit der Schachtsohle zu gewährleisten, wurde je Schacht ein 30 m tiefer Vertikalfilterbrunnen erstellt. Die unteren 15 m wurden mit Schlitzbrückenfiltern aus nichtrostendem Stahl und Kiesfilterschicht ausgebaut. Im Endzustand sind diese Brunnen in die Bodenplatte eingebunden worden und dienen als Überlaufbrunnen. Die obere Hälfte der Filterbrunnen diente als bauzeitliche Wasserhaltung und wurde im Zuge des Schachtaushubs zurück gebaut.



Abbildung 7: Schnitt durch den Schacht Mitte mit den wesentlichen Konstruktionselementen

Aufgrund der beengten Platzverhältnisse konnte der Schachtaushub nur mit Minibaggern ausgeführt werden. Deren Leistungsfähigkeit war beim Lösen der unverwitterten Molasse unterhalb der Gleitzone gering, was den Aushub deutlich erschwerte. Nach Abteufen der Schächte konnte die Verbindung zwischen den einzelnen Schächten im Mikrotunneling hergestellt werden. Die Anwendung des Mikrotunnelverfahrens war notwendig, da trotz lokaler Wasserhaltung in den Schächten in der Achse der Vortriebsstrecke noch immer Wasserüberdrücke mit Druckniveaus von ca. 25 mWS vorherrschten. Um einen Wassereintritt in den Tunnel zu vermeiden, musste auf jeden Fall ein Verfahren mit einer steuerbaren dichten Ortsbrust ausgeführt werden, so dass die Wahl auf das Mikrotunneling fiel.

Es kam ein Mischbodenkopf mit Hochdruck-Bedüsung der Schneidwerkzeuge zum Einsatz. Abweichend von der geologischen Prognose war der Anteil der Mergel im Vortriebsbereich recht hoch. Dies minderte die Vortriebsleistung, da es immer wieder zu Verklebungserscheinungen am Schneidrad kam.

Eine besondere Herausforderung stellte der Anschluss des Mikrotunnels an eine bestehende Leitungsunterguerung unter der SBB-Trasse dar. Hierfür mussten im Böschungsbereich zwischen Motzetweg und bestehender Pfahlwand von oben (Arbeiten ab dem Unterhaltsweg der SBB waren untersagt) eine Zielbaugrube und ein Schachtbauwerk erstellt werden. Als Baugrubenverbau wurde eine "Mikrorühlwand" mit Spritzbeton-Ausfachung gewählt: Die Rühlwandständer bestehen aus Stahlrohren ROR 139 / 10,8 der Stahlgüte N80, die in einem Abstand von ca. 80 cm von oben mittels Lafette auf einem Schreitbagger eingebohrt wurden. Im Zuge des Aushubs wurde Spritzbeton aufgebracht und der Verbau wurde mit bis zu 6 m langen Nägeln zurückgehängt. Nach Abteufen der Baugrube reichte diese bis ca. 3 m unter die SBB-Trasse und hatte am höchsten Punkt eine Höhe von knapp 10 m. Nachdem das Mikrotunneling in diese Zielbaugrube eingefahren war, wurde die Lage der neuen und der bestehenden Leitung sowie die Geometrie der Baugrube detailliert geodätisch aufgenommen. Auf Basis dieser Daten wurde ein GFK-Fertigteilschacht produziert, der anschließend passgenau in die Baugrube eingehoben wurde. Die Leitungen wurden mittels Schraubmuffen angeschlossen. Durch die Verwendung eines GFK-Schachtes konnte die Bauzeit verkürzt und die aufwändige Erstellung des Schachtbauwerks in der beengten Baugrube deutlich vereinfacht werden.

Nachdem die Mikrotunnel komplett aufgefahren und der Anschluss an die Ableitung hergestellt waren, konnte mit der Erstellung der Horizontalfilterbrunnen begonnen werden. Da der genaue Wasseranfall vorab nicht genau prognostiziert werden konnte, war es aus Sicherheitsüberlegungen zwingend notwendig, dass die Bohrarbeiten erst nach Sicherstellung eines überflutungssicheren Abflusses begonnen wurden.

Die Horizontalfilterbrunnen wurden mit einem Kleinbohrgerät in Längen zwischen 40 m und 50 m hergestellt. Mehrfach wurden dabei druckwasserführende Klüfte angebohrt, was jeweils zu einem fontänenartigen Ausfluss aus dem Bohrgestänge führte. Zudem konnte ein ausgeprägtes hydraulisches Korrespondieren zwischen einzelnen Brunnen festgestellt werden. Während der Erstellung der Bohrungen wurden die Porenwasserdrücke genau überwacht: Es musste sichergestellt werden, dass der Porenwasserdruck nicht zu stark abfällt und das hydrologische Regime des Waldes negativ beeinflusst wird. Andererseits mussten auch ausreichend viele Bohrungen erstellt werden, um die gewünschte Druckwasserabsenkung zu erzielen. Die Messergebnisse sind in Kapitel 6 detailliert dargestellt. Die Bohrungen wurden mit doppelwandigen Kiesfilterohren aus Kunststoff ausgerüstet: Bei

diesen speziellen Filtern ist zwischen einem äußeren und einem inneren Schlitzfilterrohr ein Filter aus 2mm-Einkornsand eingebracht, so dass langfristig die Filterstabilität des Drainagerohres gewährleistet wird. Es wurden bewusst Kunststoffrohre verwendet, damit bei einer dennoch nicht auszuschließenden Verstopfung das gesamte Drainrohr im Laufe der Betriebszeit ausgebohrt werden könnte. Aufgrund des hohen Wasserdrucks wurden alle Bohrungen fallend mit Neigungen zwischen 5° und 15° ausgeführt: Somit wird sichergestellt, dass die Drainrohre immer mit Wasser eingestaut sind und es nicht zu Versinterungen innerhalb der Horizontalfilterbrunnen bei Kontakt des kalk- und sulfathaltigen Wassers mit Luft kommt.

Nach Abschluss aller Arbeiten wurden die drei Drainageschächte mit Beton-Fertigelementen abgedeckt. Somit wurde einerseits ein aufwändiges Schalen der Decken vermieden, andererseits kann so die spätere Zugänglichkeit der Schächte sichergestellt werden, da die Betonelemente mittels Mobilkran wieder abgehoben werden können.

6 Messungen vor, während und nach der Bauphase

Porenwasserdrücke

Im Zuge der ergänzenden Baugrunduntersuchung sind in die Erkundungsbohrungen umfangreich Porenwasserdruckgeber eingebaut worden, die zur Überwachung der Sicherungsmaßnahme dienten.

Vor Beginn der Maßnahme zeigte sich deutlich, dass im hinteren Bereich des Waldes sehr hohe von bis zu 30 m über Terrain artesisch gespannte Wasserdrücke (Gesamtdruck p = 75 mWS) anstanden, während im Bereich des Baufeldes das Bergwasser "nur" bis zu knapp 30 mWS gespannt war, siehe Abbildung 8.



Abbildung 8: Porenwasserdrücke vor Beginn der Sicherungsmaßnahmen: links in hinteren Bereich des Waldes, rechts im Bereich des Baufeldes

Der Einfluss der bauzeitlichen Wasserhaltung durch die Vertikalfilterbrunnen konnte nur im Bereich des Baufeldes festgestellt werden: Hier war eine deutliche Reduktion des Porenwasserdrucks zu verzeichnen. In den weiter entfernt gelegenen Porenwasserdruckgebern konnte keine Druckreduktion festgestellt werden, was ein Hinweis darauf ist, dass die einzelnen Schichten nur sehr kleinräumig miteinander korrespondieren.

In Abbildung 9 ist exemplarisch für eine Bohrung die Wasserdruckentwicklung während und nach Herstellung der Horizontalfilterbrunnen dargestellt. Es ist deutlich erkennbar, dass durch die Erstellung der Bohrungen resp. beim Anbohren wasserführender Klüfte der Porenwasserdruck stark abfällt. Rot sind zwei Anomalien während der Erstellung gekennzeichnet: Durch das Bohren eines Horizontalfilterbrunnens steigt der Druck in einer Tiefe schlagartig um mehrere Meter an, anschließend dauert es mehrere Monate, bis sich der Druck wieder reduziert hat. Durch die Erstellung einer Bohrung sind wahrscheinlich zwei bisher voneinander getrennte wasserführende Kluftbereiche miteinander verbunden worden, so dass es zu einem Ausgleich zwischen den einzelnen Druckniveaus kam.



Abbildung 9: exemplarische Porenwasserdruckentwicklung während und nach der Herstellung der Horizontalfilterbrunnen

Aus obiger Abbildung ist der Erfolg der Drainmaßnahmen deutlich zu erkennen. Wie in Kapitel 4 beschrieben wurde, war es Ziel des Sicherungsprojekts, vor allem die artesisch gespannten Druckverhältnisse zu reduzieren und die Wasserdrücke weitgehend auf Terrainniveau abzusenken. Abgesehen von dem am tiefsten gelegenen Porenwasserdruckgeber konnte dieses Ziel in allen anderen Abschnitten erreicht werden. Total wurde der Porenwasserdruck um rund 30 mWS abgesenkt; im ersten Jahr nach Abschluss der Sanierung haben sich die Porenwasserdrücke auf konstant niedrigem Niveau gehalten.

Drainierte Wassermengen

Während der Planung der Maßnahmen hat man über die Annahme einer einseitigen Grabenanströmung und einer homogenen Durchlässigkeit des Gebirges die Drainwassermenge zu rund 100 l/min. bis 200 l/min. grob abgeschätzt.

Unmittelbar nach Abschluss der Baumaßnahme hatten sich noch keine homogenen neuen Bergwasserverhältnisse eingestellt und die Drainwassermenge schwankte zwischen den einzelnen Schächten stark. Insgesamt wurden rund 150 l/min. abgeführt. Nach einigen Monaten Betriebsdauer zeigte sich, dass den Drainageschächten Ost und West am meisten Wasser zufließt, während dem Schacht Mitte deutlich geringere Wassermengen zuströmen. Die einzelnen Gründe hierfür lassen sich nicht im Detail nachvollziehen; wahrscheinlich überschneiden sich die Entwässerungsbereiche der Schächte Ost und West so günstig, dass die Wirkung der aus dem mittleren Schacht versetzten Horizontalfilterbrunnen reduziert ist.

Seit Inbetriebnahme hat sich eine abgeführte Drainwassermenge von rund 120 I/min. eingestellt. Diese ist weitgehend unabhängig von den Niederschlägen im Einzugsgebiet und schwankt jahreszeitlich auch nur gering.

Unmittelbar im Bereich der größten Kriechgeschwindigkeiten traten bisher zwei Hangquellen aus, die einen dort angelegten kleinen See speisten. Durch die Erstellung der Horizontalfilterbrunnen sind diese Hangquellen trocken gefallen, so dass das künstliche Oberflächengewässer durch andere Zuleitungen und Quellen regelmäßig wieder aufgefüllt werden muss.

Inklinometer-Messungen

Bereits seit dem Bau der Neubaustrecke sind im Hangbereich und in der Pfahlwand mehrere Inklinometer-Messstellen versetzt und kontinuierlich gemessen worden. Abbildung 10 zeigt die Deformationen an einem typischen Querschnitt. Im Hang sind deutlich zwei Rutschbereiche in unterschiedlichen Tiefen zu erkennen, während sich die Pfahlwand kontinuierlich deformiert. In den ersten Jahren nach Inbetriebnahme der NBS haben sich die Deformationen stetig kumuliert, bis der Deformationsgrenzwert erreicht worden war. Die im Jahr 2007 ausgeführten Drainmaßnahmen führten zu keiner markanten Reduktion der Deformationsgeschwindigkeiten.



Abbildung 10: Typische Verläufe der Deformationen im Hangbereich vor Ausführung der Sanierungsmassnahme

Wie im Zuge der Planung bereits erwartet worden war, stiegen nach Erstellung der Horizontalfilterbrunnen anfangs die Deformationen deutlich an, siehe Abbildung 11. Im Hangbereich wurde eine zusätzliche horizontale Deformation von rund 10 mm festgestellt, während sich die Pfahlbiegung reduzierte.



Abbildung 11: Deformationen im Hang nach Abschluss der Stabilisierungsmaßnahme

Diese Deformationen sind auf die Spannungsumlagerung im Boden zurückzuführen, die sich durch die Ableitung des Bergwassers ergeben hat. Durch den unmittelbaren Wegfall des Wasserdrucks entfällt der Auftrieb auf die Gleitmasse, so dass deren effektives Eigengewicht im Bereich der Deformationszone zunimmt. Aufgrund von Konsolidationseffekten im Untergrund nehmen aber die Reibungskräfte in der Scherzone nicht in der gleichen Geschwindigkeit zu: Die gesamte Rutschmasse wird also während und unmittelbar nach der Stabilisierungsmaßnahme temporär destabilisiert, um dann ein stabiles Gleichgewicht zu finden. Im Folgejahr 2013 / 2014 konnten dementsprechend auch keine weiteren Deformationen im Hangbereich und in den Pfählen mehr ermittelt werden. Die Rückdeformation der Pfahlwand lässt sich wiederum durch die allgemeine Spannungsumlagerung und Druckentlastung erklären.

Geodätische Messungen

Parallel zu den Inklinometermessungen wird im Rutschungsbereich auch ein großflächiges geodätisches Messnetz betrieben. Diese Messungen bestätigen die Ausführungen des obigen Abschnitts: Die gesamte Pfahlwand hat sich nach Abschluss der Stabilisierung um knapp 10 mm zurück verformt.

Im Bereich des Zufahrtswegs konnte eine Zunahme der Setzungen von bis zu $\Delta s = 25 \text{ mm}$ gemessen werden, siehe Abbildung 12. Die Gesamtdeformationen waren für alle bestehenden Bauwerke im Einflussbereich der Maßnahmen unschädlich und blieben seither konstant.



Abbildung 12: Setzungen längs des Zufahrtsweges

7 Fazit

Bei der Hangsanierung Roggwil-Wynau galt es, einen seit Jahrzehnten bekannten Rutschhang innerhalb eines Waldschutzgebietes so zu sanieren, dass sowohl die von ihm ausgehende Gefährdung der Verkehrsinfrastruktur als auch die Eingriffe in die Natur auf ein Minimum reduziert werden.

Durch ein breit angelegtes Messnetz bestehend aus Inklinometern, geodätischen Messungen und vor allem im Zuge der ergänzenden Baugrunderkundung versetzten Porenwasserdruckgebern konnte ein differenziertes geologisch-geotechnisches Modell der bestehenden Situation erarbeitet werden. Zur Planung einer derartigen Stabilisierungsmaßnahme ist es unverzichtbar, sich ein klares und solide abgestütztes Bild der geologischen und hydrogeologischen Verhältnisse machen zu können.

Da sehr hoher, artesischer Wasserdruck als Ursache für das Hangkriechen identifiziert werden konnte, sind Maßnahmen zur Reduktion des Wasserdrucks geplant und ausgeführt worden. Eine Erhöhung der Widerstände durch den Einbau weiterer stützender Elemente wäre bei der Gesamtsumme der einwirkenden Kräfte in diesem Falle wenig erfolgsversprechend gewesen. Um derartige Rutschmassen wirksam stabilisieren zu können, ist nur eine Reduktion der Einwirkungen durch gezielte Drainmaßnahmen sinnvoll.

Die in Roggwil-Wynau ausgeführte Maßnahme bestehend aus Drainageschächten mit frei fließender Wasserableitung und tiefliegend angeordneten Horizontalfilterbrunnen hat sich als sehr erfolgreich erwiesen. Grundlage hierfür war die kontinuierliche messtechnische Überwachung des Umfeldes vor und während des Baus, so dass die Maßnahmen gezielt ausgeführt werden konnten und der Erfolg kontrollierbar war. Dies hat es auch ermöglicht,

am Rande des Waldschutzgebiets ein komplexes Bauwerk zu erstellen und dennoch dem Naturschutz größten Stellenwert beizumessen.

Der Bauherrschaft SBB Infrastruktur, Projekte Region Mitte und allen weiteren an der Planung und am Bau der Hangsanierung Roggwil-Wynau Beteiligten sei an dieser Stelle nochmals herzlich für ihr Engagement und die gute Zusammenarbeit gedankt.

Kombilösung Karlsruhe Technische Herausforderungen und ihre Lösungen

Dipl.-Ing. Frank Nenninger - KASIG GmbH, Karlsruhe Dr.-Ing. Stefan Opheys - Zerna, München Dipl.-Ing. Holger Jud – Smoltczyk & Partner, Stuttgart

Projektvorstellung 1



Bild 1: Übersicht Haltestellen

Das Projekt "Kombilösung" ist eine Kombination von 2 Teilprojekten:

Zum Einen, den seit 2010 in der Realisierung befindlichen Stadtbahntunnel Kaiserstraße mit Südabzweig Ettlinger Straße, zum Anderen dem in der Bauvorbereitungsphase befindlichen Teilprojekt "Straßenbahn Kriegsstraße mit Straßentunnel". Das derzeit im Bau befindliche Projekt Stadtbahntunnel verbindet auf einer Länge von 2,4 km in der Haupteinkaufsstraße von Karlsruhe 4 unterirdische Haltestellen in West-Ost-Richtung und die senkrecht hierzu verlaufende 1 km lange Nord-Süd-Röhre mit 3 weiteren unterirdischen Haltestellen.

Die Kombilösung verfolgt mehrere Ziele:

- Verbesserung und Zukunftssicherung des ÖPNV, der allein im Stadtgebiet Karlsruhe inzwischen knapp 114 Millionen Fahrgäste pro Jahr befördert,
- Schaffen einer "echten" Fußgängerzone dort, wo heute noch minütlich pro Richtung eine Bahn verkehrt und
- eine erhebliche Aufwertung des Stadtbilds, insbesondere mit dem Teilprojekt "Umbau Kriegsstraße" als Teil des Bauvorhabens in der Kriegsstraße.

2 Herausforderung Innenstadtlage



Bild 2: Momentane Situation in der Kaiserstraße

Beim Projekt Stadtbahntunnel stellen die sehr komplexen Randbedingungen und die daraus folgenden Auflagen für den Baubetrieb eine besondere Herausforderung dar. So muss während der gesamten Bauabwicklung im äußerst beengten, öffentlichen Raum die Aufrechterhaltung des

- Fußgängerverkehrs,
- Straßenbahnbetriebes,
- täglichen Geschäftslebens sowie
- die Versorgungssicherheit von Anwohnern und Gewerbe

auch bei der max. Ausdehnung der Haltestellenbauwerke, also einem unmittelbaren Angrenzen der Haltestellen an die bestehende Nachbarbebauung, erhalten bleiben.

Deshalb wurden Bauverfahren, Bauabläufe und Bauzeiten so geplant, dass

- <u>einerseits</u> die Beeinträchtigungen f
 ür Anwohner, Fußg
 ängerverkehr, Bahnbetrieb und den motorisierten Individualverkehr, vor allem an den Hauptverkehrsknoten, auf ein Minimum reduziert werden und
- andererseits der Baubetrieb sinnvoll und sicher abgewickelt werden kann.

Aus den innerstädtischen Randbedingungen ergeben sich für die einzelnen Haltestellenbauwerke im Grundriss mehrfach gegliederte Baufelder mit einem mehrphasigen Bauablauf. So wurde beispielsweise an der Haltestelle Kronenplatz eine Unterteilung in 3 Hauptabschnitte nördliches und südliches Baufeld mit westlicher Verlängerung - erforderlich. Durch diese Unterteilung konnte der Straßenbahnbetrieb in allen Bauphasen durch mehrfaches Umverlegen der Gleise gewährleistet bleiben.



Bild 3: Haltestelle Kronenplatz mit Darstellung der Baufeldeinteilung im Grundriss



- Bild 4: Herstellung Haltestellenbauwerke in halbseitiger Deckelbauweise
 - vertikale Umschließung (Bohrpfähle, Schlitzwände)
 - DSV-Sohle rückverankert
 - Stahlbetondeckel

Die Baugrubenherstellung erfolgt in halbseitiger Deckelbauweise mit den folgenden, maßgeblich Arbeitsschritten:

 Baufeldfreimachung und Gebäudesicherung Hierzu gehören zunächst die Kampfmittelsondierungen, umfangreiche Umlegungen von Ver- und Entsorgungsleitungen sowie in Teilbereichen die Sicherung des Bestandes mittels Unterfangungen, u. a. aus Tiefgeschossen in äußerst beengten Verhältnissen

- Herstellung der Haltestellenbauwerke in halbseitiger Deckelbauweise: Die wesentlichen Arbeitsschritte sind dabei die vertikalen Umschließungen der Baugruben mittels Bohrpfählen oder Schlitzwände, und die Herstellung der rückverankerten Düsenstrahlsohle sowie des Stahlbetondeckels
- Durchfahrt der Tunnelbohrmaschine nach Fertigstellung aller Einzelbaugruben mit nachfolgendem Aushub und Endausbau der Haltestellen.



Bild 5: Durchfahrt der TBM (Ost nach West) mit nachfolgendem Aushub und Endausbau der Haltestellen

3 Herausforderung Baugruben



Bild 6: Haltestelle Kronenplatz – Voraushub zur Herstellung des Deckels

Den Schwerpunkt beim Haltestellenbau bilden die Aktivitäten des Spezialtiefbaus mit der Umsetzung der Technik von der Planung in die Ausführung. Maßgebliche Anforderungen an die Planung der Haltestellenbaugruben ergeben sich neben den baubetrieblichen und logistischen Aspekten aus:

- der erforderlichen Baugrubentiefe von bis zu 18 m und
- einer Einbindung von bis 15 m in die gut durchlässigen sandigen und kiesigen Ablagerungen des Rheintals.

Durch minimierte Verbauverformungen soll primär der innerstädtischen Lage **und** der unmittelbar an die Baugruben angrenzenden Bebauung Rechnung getragen werden. Alle Haltestellenbaugruben (unverankert und / oder verankert) sind somit in die Geotechnische Kategorie GK 3 eingestuft und sind mit den erhöhten Anforderungen an Planung, Ausführung und Bauüberwachung auszuführen. Vor allem durch die tiefe Einbindung ins Grundwasser und die innerstädtischen Randbedingungen sind die bautechnischen Risiken soweit wie möglich zu minimieren und stellen deshalb hohe Anforderungen an die Planungsqualität.



Bild 7: Baugrubenkonzeption im Querschnitt

Aus der Planung für die baubetrieblich erforderliche Deckelbauweise ergeben sich für die Ausführung der Einzelbauteile der Baugruben höchste Anforderungen durch:

- hochbelastete Baugrubenwände mit einer Kopfeinspannung in die Deckel und
- hochbelastete, rückverankerte Düsenstrahlsohlen mit einer Aussteifungs- und Dichtwirkung. Die erforderlichen charakteristischen Druckfestigkeiten betragen bis zu 10 MN/m² und liegen damit an der oberen Grenze der Zulassungsbescheide für Düsenstrahlkörper.

Neben dem Bauwerksdeckel werden auch die Baugrubenwände in das spätere Haltestellenbauwerk integriert. Bei unverankerten Systemen übernehmen die Baugrubenwände im Bauzustand die Lasten aus Erd- und Wasserdruck, im Endzustand werden die Lasten aus Wasserdruck über das Haltestellenbauwerk aufgenommen. Der Erddruck verbleibt auf den Baugrubenwänden.

Die rückverankerte Düsenstrahlsohle ist im Endzustand ohne Funktion und das Haltestellenbauwerk durch Eigengewicht auftriebssicher.

Wegen der hohen Belastungen aus Erd- und Wasserdruck im kritischen Aushubzustand, bezogen auf die Düsenstrahlsohle, wurde ein ausgesprochen hoher Sicherheitsstandard definiert und an die Ausführungsqualität höchste Anforderungen gestellt.

In der Entwurfsplanung war der überwiegende Teil der Baugrubenumschließungswände als Bohrpfahlwände geplant, lediglich 1 Haltestelle war aus statischen Gründen als Schlitzwand vorgesehen.

Im Zuge der Realisierung und aus Optimierungsgründen hat der Bauherr eine Systemänderung vorgenommen und das Verbausystem zum Großteil auf die Schlitzwandtechnik umgestellt.

Die projektspezifischen Vor- und Nachteile der Verbausysteme werden im Folgenden gegenüber gestellt.



Bilder 8 und 9: Herstellung von Spundwänden und Bohrpfahlwänden unter beengten, innerstädtischen Platzverhältnissen

Im Rahmen der Entwurfsplanung wurden für die Bohrpfahlwände folgende Vorteile gegenüber Schlitzwänden gesehen:

- geringer Platzbedarf f
 ür Baustelleneinrichtung und Bauger
 äte in den kleinfeldrigen Baufeldern,
- hohe Ausführungssicherheit im Hinblick auf herstellungsbedingte Setzungen,
- flexibler Einsatz bei Querung von Leitungen,
- einfache Hindernisbeseitigung sowie
- flexiblere Realisierung komplexer Baugrubengeometrien.

Die beengten innerstädtischen Verhältnisse werden auf den beiden Bildern 8 und 9 besonders deutlich und erklären eindrücklich den Einsatz der Bohrpfahltechnik.

Im Gegenzug wurden die Nachteile des Systems in Kauf genommen:

- geringere Biegesteifigkeit im Vergleich zur Schlitzwand mit gleicher Dicke und
- höheres Ausführungsrisiko im Hinblick auf Wasserdichtigkeit auf Grund hoher Fugenanzahl.

Zur Kompensation der Nachteile wurden teils aufwendige Zusatzmaßnahmen, vor allem zur Qualitätssicherung und damit zur Ausführungssicherheit durchgeführt:

- Ausführung von tangierenden statt überschnittenen Pfahlwänden zur Abtragung erhöhter Biegemomente mit "Zwickelinjektionen" zur Abdichtung
- Qualitätssicherung durch Vermessung aller Bohrachsen durch Darstellung der Messergebnisse in Versatzplänen Nacharbeit erkannter Fehlstellen



Bild 10: Herstellung der Schlitzwände unmittelbar an Bestandsgebäuden

Für die Umstellung auf die Schlitzwandtechnik sprachen die folgenden Vorteile:

- eine wesentlich höhere Biegesteifigkeit durch Rechteckquerschnitt und damit geringere Baugrubenverformungen
- geringe Systemdurchlässigkeit durch geringeren Fugenanteil und
- wesentlich k
 ürzere Bauzeit, was sich im Vergleich des Bauablaufs gleichzeitig laufender Haltestellenbaustellen best
 ätigte.

Jedoch sind die folgenden Nachteile zu kompensieren:

- komplizierte Ausführung bei komplexer Baugrubengeometrie
- erhöhter Platzbedarf für Baustelleneinrichtung und Bauausführung und
- aufwendige Nachweisführung im Bereich von Gebäudelasten und komplizierter Schlitzgeometrie



Bild 11: Ergebnis der Standsicherheitsberechnungen des offenen Schlitzes bei konventioneller Betrachtung

Die Nachteile der Schlitzwandtechnik stellten auch Herausforderungen an die Planung im Bereich von Bestandsgebäuden beim Nachweis der Schlitzstabilität:

Konnte beispielsweise bei den durch den Auftragnehmer zunächst geführten konventionellen Nachweisen die Zugänglichkeit der angrenzenden Gebäude wegen des rechnerisch hohen Suspensionsspiegels und einer nur schwer zu verarbeitenden Stützflüssigkeit nicht mehr gewährleistet werden, wurde mit der innovativen Herangehensweise des Bauherrn in Zusammenarbeit mit der Universität Karlsruhe (KIT), Institut für Bodenmechanik, die "Standsicherheit des offenen Schlitzes" auch unter schwierigsten Randbedingungen nachgewiesen, was bis dato nach dem Stand der Technik nicht zu erbringen war.

Die Herstellung der dargestellten Eckschlitze wurde zwischenzeitlich erfolgreich ausgeführt. Die durchgeführten Messungen an den angrenzenden Gebäude belegen nicht nur eine ausreichende Sicherheit des offenen Schlitzes aber auch eine gute Ausführungsqualität der ausführenden Firma. Insgesamt wurden durch den Schlitzwandaushub Gebäudeverformungen von nur 2 mm festgestellt. Und hatten damit etwa den gleichen Einfluss auf die Gebäude wie die im Bereich der Gründung durchgeführten Sicherungsmaßnahmen bzw. Fundamenttieferführungen, mit denen der Aushub für den Deckel sicherzustellen war.

Die Ergebnisse aktueller Forschungen unter Nutzung drei - dimensionaler Effekte wurden somit erfolgreich in die Planung überführt und damit auch schwierigste Schlitzgeometrien erfolgreich nachgewiesen.





Bild 12 und 13: Ergebnis der Standsicherheitsberechnungen des offenen Schlitzes bei 3 dimensionaler Betrachtung



Bild 14: Freigegrabene Probesäule und Bild 15: Ergebnis einer Schwachstellenanalyse in grafischer Darstellung

Auf Grund der hohen Anforderungen an die Ausführung für die hoch belasteten, hoch liegenden Düsenstrahlsohlen wurde im Zuge der Ausführung ein neues Qualitätssicherungsprogramm in enger Zusammenarbeit zwischen Auftraggeber, seinem geotechnischen Berater und Auftragnehmer mit entwickelt.

Danach erfolgt die Bewertung der fertig gestellten Düsenstrahlsohlen auf der Basis eines <u>mehrstufigen</u> Vorgehens, wobei die einzelnen Abläufe in den Bauablauf integriert sind und damit bereits im Zuge der Sohlherstellung das Erkennen eventueller Fehlstellen mit sofortiger Sanierung ermöglicht. Diese dynamische Qualitätssicherung garantiert:

- eine geringe Störung des Bauablaufs und
- die größtmögliche Minimierung von Ausführungsfehlern.

Im Einzelnen werden folgende, gegenüber den heute standardisierten Qualitätssicherungsprogrammen **neue**, zusätzliche Schritte eingeführt:

1. Schritt

Schwachstellenanalyse – Diese erfolgt bereits im Zuge der Herstellung und ermöglicht das Erkennen von Fehlstellen aus Geometrie und Auffälligkeiten bei der Herstellung (u. A. Maschinendefekte, besondere Rückflussbeobachtungen)

2. Schritt

Abteufen von Tastbohrungen unmittelbar im Nachgang der Sohlherstellung. Durch vorangegangene Analyse kann mittels der Tastbohrungen der Sohlquerschnitt und die Sohllage verifiziert und bei Anzeichen von Unregelmäßigkeiten sofort ertüchtigt werden.

Der gesamte Nachweis der Sohle erfolgt somit zusätzlich über das <u>gesamte Bauteil Düsen-</u> <u>strahl - Sohle</u> während des Sohl-Herstellungsprozesses.

3. und 4. Schritt

Mit nachlaufenden Kernbohrungen in den Schwachstellen und Pumpversuchen, zunächst mit Teilabsenkung, wird die Qualität der hergestellten Teilbaugrube nachgewiesen. Dabei wird besonderes Augenmerk auf die geforderte Durchlässigkeit und Druckfestigkeit gelegt.



Bild 16: Bohrkern einer Kernbohrung aus einer etwa 17 m tief liegenden Düsenstrahlsohle

Bei der Bewertung von Bohrkernen wird nicht nur die Qualität der Kerne betrachtet, sondern es erfolgt zudem eine Auswertung aller Bohrdaten z. B. Bohrprotokolle und Auffälligkeiten beim Abbohrvorgang. Diese essentielle Auswertung, zusammen mit der Bewertung der Druckfestigkeitsergebnisse, erfolgt <u>maßgeblich durch den Bauherrn</u> im Rahmen der geotechnischen Baubetreuung.

Bei der Auswertung der Druckfestigkeitsergebnisse werden folgende, maßgebliche Grundlagen angewendet:

- die Einteilung des Haltestellenbauwerks in Sohlabschnitte mit singulärer Betrachtung
- eine Mindestprobenanzahl pro Sohlabschnitt
- und die statistische Auswertung der Festigkeiten.

Durch die Auswertung sollen nicht repräsentativen Werte aussortiert werden, ohne im Einzelnen über die Probenqualität zu diskutieren. Dies widerspricht zwar der <u>Forderung der DIN 4093</u>, **den Minimalwert** aus allen Proben in der Auswertung zu berücksichtigen, durch die Vielzahl der Druckfestigkeitsergebnisse wird jedoch der Widerspruch zur DIN ausgeräumt.

Das Verfahren wurde zwischenzeitlich erfolgreich im Projekt angewandt, wird derzeit im Normenausschuss diskutiert und soll für die allgemeine Anwendung angepasst werden.



Bild 17: Steifigkeit und Festigkeit von Kernproben aus DS-Körpern im Kies



Bild 18: Verformungsberechnung mit der Finite-Element Methode zum Nachweis der DS-Sohle
Die umfangreichen Daten des Qualitätssicherungsprogramms zum Materialverhalten der Düsenstrahlsohlen, insbesondere des Festigkeit-Steifigkeitsverhältnisses, wurden mit den Ansätzen der statischen Berechnungen abgeglichen.

So wurde anhand von 33 DS - Probekörpern im kiesigen Baugrund der Zusammenhang von Steifigkeit und Druckfestigkeit ausgewertet. Am Beispiel einer einaxialen Druckfestigkeit von 12 MN/m² der DS - Probekörper zeigte sich eine große Streuung der Steifigkeit von etwa 5.000 MN/m² bis 20.000 MN/m². Diese große Streubreite hatte eine ganzheitliche Betrachtung durch Grenzwertuntersuchungen in der Tragwerksplanung zur Folge, um einerseits die Verformungsverträglichkeit am Gesamtsystem nachzuweisen und andererseits die Bandbreite der Steifigkeit der Sohlen auf die zulässigen Spannungen in den Sohlen zu berücksichtigen.

Es zeigte sich dabei, dass trotz der hohen Belastungen aller Baugrubenumschließungselemente auch bei Ansatz der stark variierenden Steifigkeiten der DS-Sohle die berechneten Verformungen meist unter 20 mm liegen. So ergaben die Berechnungen Sohlhebungen zwischen etwa 10mm und 15mm, die Wandverformungen liegen mit 15mm bis 20mm nur wenig höher. An den ersten bereits vollständig ausgehobenen Teilbaugruben, hier Haltestelle Durlacher Tor, wurden die errechneten Sohlhebungen bestätigt. Die gemessenen Wandverformungen waren deutlich geringer als berechnet.

Nach Aushub der ersten Stationsbaugruben kann jetzt festgestellt werden, dass die Herausforderungen der innerstädtischen Baugruben angenommen wurden und durch Innovation erfolgreich ausgeführt werden konnten, wobei die enge Zusammenarbeit von Bauherr und ausführender Firma die treibende Kraft bei der Bewältigung der technischen Aufgaben ist.

Geotechnische Arbeiten gegen drückendes Wasser – Möglichkeiten und Beispiele

Dr.-Ing. Wolfgang Sondermann Dipl.-Ing. Paul Pandrea Keller Holding GmbH, Offenbach am Main

1 Arbeiten gegen Wasserüberdruck - Problembeschreibung

Mit Wasserüberdruck muss in der Geotechnik immer dann umgegangen werden, wenn ein künstliches oder natürliches abdichtendes Element bei geotechnischen Arbeiten unterhalb des Grundwasserspiegels durchstoßen werden muss. Wenn realisierbar, wird dieses Risiko durch entsprechende Planung und einen geeigneten Bauablauf umgangen. In einigen Fällen lässt sich dieses Risiko jedoch nicht vermeiden. Arbeiten gegen drückendes Wasser stellen eine der höchsten Schwierigkeitsgrade und Risikoklassen in der Geotechnik dar:

- Es können große Wassermengen anfallen, die schnell die Grenze des Beherrschbaren erreichen.
- Bei großen Strömungsgeschwindigkeiten (und mangelnder Filterstabilität des Bohrlochs) kann es zu Bodenaustrag durch Ausspülung und Suffusion kommen.
- Als Folge des Bodenaustrages können dann Standsicherheitsproblemen an Bauwerken und Bauteilen im Einflussbereich auftreten.
- Die zuverlässige und risikoarme Herstellung von geotechnischen Elementen ist bei größeren Strömungsgeschwindigkeiten des Grundwassers schwierig bis unmöglich.

Im Ausführungsfall ist daher eine besonders sorgfältige Planung und Ausführung solcher Arbeiten besonders wichtig. Dabei sind potentielle Risiken zu antizipieren und geeignete Rückfallebenen und Notfallmechanismen als Präventiv- oder auch Korrekturmaßnahmen unabdingbar.

2 Abschätzung der zu erwartenden Wassermengen

Erster Schritt einer Planung für Arbeiten bei Wasserüberdruck muss eine Abschätzung der zu erwartenden zuströmenden Wassermengen ohne zusätzliche Absperrmaßnahmen sein.

Auch wenn die tatsächlichen Verhältnisse instationär sind und Suffusionsvorgänge die Geometrie (z.B. durch Vergrößerung des Bohrlochradius) laufend verändern können, können brauchbare Näherungen mit 3 Grenzbetrachtungen vorgenommen werden:

- Wasserandrang zur Bohrung nach den Dupuit-Thiem'schen Brunnengleichungen
- Fassungsvermögen der Bohrung nach Sichardt
- Durchflussmenge durch die Bohrung bzw. den Ringspalt nach dem Gesetz von Torricelli

2.1 Vertikales Anschneiden des Grundwasserleiters

Wird der Grundwasserleiter vertikal angeschnitten, z.B. bei einer Bohrung durch die Bodenplatte aus dem Untergeschoß eines Gebäudes unterhalb des Grundwasserspiegels, ergibt sich gerade bei größeren Abmessungen der Bodenplatte eine Situation wie bei einem Schwerkraftbrunnen in einem gespannten Grundwasserhorizont. Dieser Fall tritt z.B. auf, wenn nachträglich aus einem Kellergeschoss Mikropfähle eingebaut oder Düsenstrahlarbeiten ausgeführt werden sollen.



Bild 1: Situation beim vertikalen Anschneiden eines Grundwasserleiters

Betrachtet man den Durchbruch durch die Bodenplatte als imaginären Brunnen, lassen sich mit nachfolgenden Gleichungen für diesen Fall (rotationssymmetrisches System) die Mengen bestimmen:

Wasser	zufluss	$Q_{Zulauf} = 2 \cdot \pi \cdot \mathbf{k}_{f} \cdot \mathbf{m} \cdot \frac{\mathbf{H} - \mathbf{h}}{\ln\left(\frac{\mathbf{R}}{r}\right)}$	(1)	
Fassungsvermögen		$Q_{Fassung} = 2 \cdot \pi \cdot m \cdot r \cdot \frac{\sqrt{k_f}}{15}$	(2)	
Reichweite		$R = 3000 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{k_f}$	(3)	
mit				
H / h / k _f R	Abstand ungestörter Grundwasserspiegel zum Bohrlochtiefsten [m] Abstand abgesenkter Grundwasserspiegel zum Bohrlochtiefsten [m] Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens [m/s] Reichweit der Absenkung [m]			
D ·				

Die maximale Wassermenge und die zugehörige Absenkung ergeben sich dabei bekanntermaßen aus dem Schnittpunkt der Graphen der Gleichungen (1) und (2). In dem hier betrachteten Fall kommt noch eine zusätzliche Begrenzung der Wassermenge hinzu. Die Größe der Bohrung bzw. des Ringspalts zwischen Gestänge und Bohrdurchmesser am Bohrlochmund lässt nur einen bestimmten Durchfluss zu:

$$Q_{Offnung} = \mathbf{A} \cdot \mathbf{v} = \mathbf{A} \cdot \boldsymbol{\mu} \cdot \sqrt{2 \cdot \mathbf{g} \cdot \Delta \mathbf{h}}$$
(4)

mit

- A Öffnungsquerschnitt [m²]
- v Ausflussgeschwindigkeit [m/s]
- g Erdbeschleunigung [m/s²]
- μ Ausflussbeiwert in Abhängigkeit der Geometrie (dimensionslos)
- Δ*h* Differenz zwischen Bohrlochmund und Druckwasserspiegel am Bohrlochmund [m]

Beispiele für den Ausflussbeiwert bei unterschiedlicher Form der Öffnung (Bohrlochmund) sind in der folgenden Abbildung angegeben.



Bild 2: Ausflussbeiwerte für verschieden Ausformungen von Öffnungen (Abb. 7.2 Umdruck zur Vorlesung Hydromechanik I, RWTH Aachen)

Für eine Situation wie im Bild 1 dargestellt ergeben sich für die Zahlenwerte H = 10 m, m = 4 m, $k_f = 1 \times 10^{-4}$ m/s, Bohr-Ø r = 100 mm, Gestänge-Ø = 88,9 mm folgende Graphen:



Bild 3: Abschätzung der zu erwartenden Wassermenge bei vertikalem Anschnitt des Aquifers

In diesem Fall wird die Wassermenge nicht durch den Ausfluss aus dem Bohrlochmund begrenzt, sondern durch den Zulauf und das Fassungsvermögen (ca. 100 l/min bei einer theoretischen Absenkung von ca. 5 m). Wäre die Bohrung filterstabil (was nicht der Fall ist), und man beließe die Situation, stellte sich der Schnittpunkt der beiden Kurven im Diagramm als stationärer Zustand ein.

2.2 Horizontales Anschneiden des Aquifers

Wird der Grundwasserleiter horizontal angeschnitten, z.B. bei einer Bohrung aus einem Schacht, einer Baugrube oder einem Tunnel heraus, ergibt sich vor allem bei längeren Bohrungen eine Situation vergleichbar mit einem Draingraben oder einer Sickerleitung. Dieser Fall tritt z.B. auf, wenn aus Schächten oder Baugruben Manschettenrohre für Hebungsinjektionen eingebaut, im Tunnelbau Rohrschirme abgebohrt oder horizontales Düsenstrahlverfahren als vorauseilende Sicherung ausgeführt werden soll.





Die Gleichungen für diesen Fall (ebenes System mit beidseitigem Zulauf) lauten:

Wasserzufluss	$Q_{Zulauf} = k_f \cdot l \cdot \frac{H^2 - h^2}{R}$	(5)
Fassungsvermögen	$Q_{Fassung} = 2 \cdot \pi \cdot l \cdot r \cdot \frac{\sqrt{k_f}}{15}$	(6)
Reichweite	$R = 1500 \cdot (H - h) \cdot \sqrt{k_f}$	(7)
Mit		

- H Höhe ungestörter Grundwasserspiegel über dem Bohrloch [m]
- h Höhe abgesenkter Grundwasserspiegel über dem Bohrloch [m]
- I Länge der Bohrung [m]
- *k_f* Durchlässigkeitsbeiwert des Bodens [m/s]
- R Reichweit der Absenkung [m]



Für eine Situation mit H = 6 m, I = 30 m, $k_f = 1 \times 10^{-4}$ m/s, Bohr-Ø r = 100 mm, Gestänge-Ø = 88,9 mm ergeben sich folgende Graphen:

Bild 5: Abschätzung der Wassermenge bei horizontalem Anschnitt des Quifers

In dieser Konstellation ist allein der Zulauf entscheidend (ca. 140 l/min im Moment des Öffnens des Ringraums bei noch nicht eingetretener Absenkung). Rechnerisches Fassungsvermögen und Auslauf am Bohrlochmund sind größer. Aus der Grafik lässt sich auch ableiten, dass ein stationärer Zustand theoretisch erst dann eintritt, wenn die Absenkung tatsächlich die Bohrung selbst erreichen würde. Wegen der mangelnden Filterstabilität und den eintretenden Ausspülungen des Bodens ist dies jedoch praktisch undenkbar.

In allen Fällen ist diese Wassermenge in Relation zur bohr- bzw. verfahrenstechnisch zugeführten Menge (Spülung oder Schneidstrahl) zu setzen. Diese kann die Menge bis auf den maximal möglichen Ausfluss erhöhen.

3 Strategien beim Umgang mit drückendem Grundwasser

Muss gegen Wasserüberdruck gearbeitet werden, stellt sich zunächst die Frage nach der geeigneten Strategie. Zwei grundsätzliche Vorgehensweisen bzw. Grenzfälle lassen sich dabei unterscheiden.

3.1 Balastieren

Balastieren bedeutet, am Bohrlochmund einen Gegendruck aus Wasser oder Suspension aufzubauen, der den Flüssigkeitsstrom mit ausreichender Sicherheit zum Stillstand bringt. Dies ist z.B. bei Bohrpfahlarbeiten gegen artesisch gespanntes Wasser eine übliche Vorgehensweise. Beim Arbeiten mit Kleinbohrgeräten innerhalb von Gebäuden lässt sich das realisieren, wenn etwas das Gerät in einem Stockwerk oberhalb des Grundwasserspiegels aufgestellt wird und die Höhe dazwischen mittels Standrohr zum Balastieren genutzt wird.



Bild 6: Balastieren gegen drückendes Wasser

Balastieren ist insbesondere dann eine notwendige Maßnahme, wenn verfahrensbedingt eine Druckentlastung erforderlich ist, um das Risiko von Schäden (Hebungen) durch eine nicht ausgeglichene Volumenbilanz auszuschließen.

3.2 Kontrollierter Abfluss

Kontrollierter Abfluss bedeutet, durch konstruktive abdichtende Elemente (Preventer) den Abfluss von Überschussmengen, Wasser und Material bei vollem anstehendem Gegendruck regulieren zu können. Ein vollständiges Abdichten der Bohrung bereits während des Bohrens (z.B. durch Preventer) kann nur dann vorgenommen werden, wenn auf die Druckentlastung verzichtet werden kann. Dies ist der Fall wenn die bohr- bzw. verfahrenstechnisch zugeführten Mengen klein sind und die Aufnahmefähigkeit und Durchlässigkeit des Bodens um die Bohrung den Aufbau schädlicher Überdrücke verhindern. Oft kann aber eine vollständige

Abdichtung nicht realisiert werden. In diesen Fällen muss die Druckentlastung kontrolliert und regelbar erfolgen, z.B. über eine verschließbare Öffnung oder einen Leitungsanschluss.

Folgendes Diagramm soll die hohen Anforderungen an die regulierende Wirkung von Preventern illustrieren durch die rechnerische Wassermenge bei einer Druckhöhe von 10 m in Abhängigkeit von der Querschnittsfläche, ausgedrückt mit der Größe des Ringspalts um das Gestänge (Gestänge-Ø 88,9 mm, Ausflussbeiwert 0,8) nach Gleichung (4):



Bild 7: Wasseraustritt aus einem Ringspalt um eine Gestänge bei 10 m Wassersäule

Bereits ein Ringspalt von 1/10 mm lässt ca. 20 l/min austreten, die Größenordnung eines haushaltsüblichen und voll geöffneten Wasserhahns.



Bild 8: Bohrlochpreventer mit Dichtungseinsatz

3.3 Entscheidungskriterien

Bei der Wahl einer geeigneten Strategie sind demzufolge mindestens folgende Gesichtspunkte zu berücksichtigen:

- Örtliche Gegebenheiten (welche Flüssigkeitsmengen sind unter den gegebenen Umständen beherrschbar) und mögliches Schadenspotential
- Größenordnung der erwarteten Wassermenge
- Vorgesehene Produkt/Verfahrenstechnik (ist eine Druckentlastung erforderlich oder nicht)

Für die gewählte Arbeitsweise kommt es auch darauf an, ob die verfahrenstechnisch als Spülung, Injektionsgut oder Düsenstrahl eingebrachte Menge größer oder kleiner als die abgeschätzten Mengen für den Wasserandrang sind. Sind die eingebrachten Mengen kleiner, dann wird es unweigerlich zu einer starken Verdünnung und Auswaschung des Einbaumaterials bereits während des Einbaus kommen. Sind die eingebrachten Mengen größer, dann kann durch Arbeiten vom Bohrlochtiefsten zum Bohrlochmund eine Verdünnung bzw. ein Auswaschen unter dem Austrittspunkt verhindert werden.

4 Ausführungsbeispiele

Im Folgenden sollen an Hand einiger Ausführungsbeispiele die Bandbreite der Anwendungsfälle und Schwierigkeitsgrade sowie Maßnahmen zur Risikobeherrschung beschrieben werden.

4.1 Crossrail, London – Einbau von Manschettenrohren für Hebungsinjektionen

Crossrail ist das zurzeit größte innerstädtische Infrastrukturprojekt in Europa. Zwischen Maidenhead im Westen und Shenfield im Nordosten sowie Abbey Wood im Westen Londons wird eine neue Querverbindung mit insgesamt 118 km Streckenlänge gebaut. 21 km davon im Innenstadtbereich werden als Tunnel ausgeführt.



Bild 9: Streckenplan Crossrail mit Markierung des westlichen Loses (Tunnel und Bahnhöfe)

Dabei unterfahren die Tunnelröhren zahlreiche Gebäude und bestehende Tunnelanlagen, die mit Soilfrac® (Hebungsinjektionen) gegen die erwarteten Setzungen gesichert werden müssen. Die notwendigen Injektionsrohre mit bis zu 60 m Länge wurden aus bis zu 20 m tiefen Schächten mit einem Innen-Ø von 4,5 m eingebaut, der Bohransatzpunkt befand sich dabei bis zu 15 m unterhalb des Grundwasserspiegels.

Auf Grund der geologischen Situation kamen diese Bohrungen jedoch durchweg im so genannten London Clay zu liegen. Dieser hat eine sehr geringe Durchlässigkeit in der Größenordnung von < 1 x 10^{-9} m/s und ist darüber hinaus so zeitstandfest, dass ein Bohrloch ausreichend lange ungestützt und unverrohrt stabil bleibt, so dass Manschettenrohre in die offene Bohrung eingebaut werden können.



Bild 10: Geologischer Längsschnitt Crossrail, London

Unter diesen Bedingungen ließen sich selbst 15 m unter dem Grundwasserspiegel 60 m lange Bohrungen weitgehend ohne Verrohrung als Schneckenbohrungen ohne Preventer herstellen. Der tatsächliche Wasserandrang ging baupraktisch gegen null und konnte in den Schächten mit einer einfachen Restwasserhaltung zusammen mit dem Oberflächen- und Niederschlagswasser beherrscht werden. Erosion und Suffusion stellte bei dieser Strömungsgeschwindigkeit darüber hinaus ebenfalls keinen Risikofaktor dar.



Bild 11: Bohrschnecke zum Herstellen der Bohrungen für den Einbau der Manschettenrohre

Damit lagen hier die günstigsten denkbaren Verhältnisse für Arbeiten gegen drückendes Grundwasser vor.

4.2 Metro Rom – Einbau von Manschettenrohren für Hebungsinjektionen

Auch in Rom wurde mit der Erweiterung der U-Bahn-Linie B1 innerstädtisch ein Tunnel erstellt. Die Aufgabenstellung dabei war grundsätzlich sehr ähnlich der in London. Auch hier waren Gebäude im Einflussbereich des Tunnelvortriebs zu sichern.



Bild 12: Streckenführung und geologisches Profil Metro-Linie B1 in Rom

Da jedoch einige Gebäude auf Pfählen gegründet waren, musste der Injektionsfächer unterhalb der Pfähle und damit in den dort anstehenden stark durchlässigen Kiesen und Sanden erstellt werden.



Bild 13: Lage der Manschettenrohre zur Sicherung eines auf Pfählen gegründeten Gebäudes

Hier war mit einem erheblichen Wasserandrang während der Bohrungen zu rechnen und die Bohrungen mussten zur Gewährleistung einer stabilen Bohrlochwandung durchgehend verrohrt hergestellt werden. Um den Wasserandrang zu beherrschen wurde ein Preventer benutzt.



Bild 14: Preventer vorbereitet zum Einsetzen in die Kernbohrung in die Wand des Schachtes

Die Preventer werden passgenaue Kernbohrungen in die Schachtwand eingesetzt. Die Bohrung durchstößt die Schachtwand dabei nicht vollständig, so dass bis zum Beginn der Bohrung die Wasserdichtigkeit erhalten bleibt. Vor Beginn der Bohrung wird in den Preventer ein Bohrstutzen eingesetzt, über den der Auswurf des Bohrgutes geregelt werden kann. Während der Bohrung verschließt der Preventer den Ringraum gegen das Bohrgestänge und der abschließbare Auswurf ist der einzige Auslass und dient zur Gewährleistung des den geotechnischen Verhältnissen entsprechenden Gegendruckes.



Bild 15: Bohrarbeiten mit dem Preventer und am Auswurf angeflanschter Saugleitung

Nach Abschluss der Bohrungen wird das Ventilrohr eingesetzt, der Bohrstutzen entfernt und durch eine Manschette passend zum Außendurchmesser des Ventilrohres eingesetzt. Diese Manschette dichtet nun den Ringraum um das Ventilrohr nach außen hin ab.

4.3 Simmering – Düsenstrahlarbeiten unter dem Grundwasserspeigel

Beim vorhergehenden Beispiele (Einbau von Manschettenrohren) wurde verfahrensbedingt lediglich die Bohrspülung zugegeben. Über den Auswurf konnte ein Teil zusammen mit dem Bohrgut kontrolliert abgelassen werden. Der Rest konnte vom Baugrund mit seiner vergleichsweise hohen Durchlässigkeit aufgenommen werden. Eine permanente Druckentlastung war hier jedoch nicht erforderlich.

Beim Düsenstrahlverfahren jedoch wird ein Vielfaches der Menge im Vergleich zu einer reinen Bohrspülung zugegeben. Um Schäden durch ungewollte Hebungen zu verhindern muss eine kontinuierliche Druckentlastung zu jedem Zeitpunkt gewährleistet werden, ein Verschließen des Bohrlochs z.B. durch einen Preventer ist hier nicht möglich.

Eine solche Aufgabenstellung war bei einer kleinen Baumaßnahme in Gloggnitz bei Linz zu Lösen. In einem bestehenden Kellergeschoß sollte unterhalb des Grundwassers eine Vertiefung für einen zusätzlichen Aufzugsschacht hergestellt werden.



Bild 16: Grundwasserspiegel und herzustellender Düsenstrahlkörper

Wegen der nur geringen Höhe des Wasserüberdrucks von ca. 80 cm wurde entschieden, diesen mit einer Grundwasserabschottung bis über den Grundwasserspiegel auszubalancieren.



Bild 17: Temporäre Grundwasserabschottung bis über den Grundwasserspiegel



Bild 18: Soilcrete®-Arbeiten innerhalb der Grundwasserabschotting

Die Düsenstrahlarbeiten wurden im Schutze der Abschottung ausgeführt, wobei man einen Anstieg der Rücklaufsuspension innerhalb der Abschottung bis zum Grundwasserspiegel zuließ. Am Ende des Düsvorgangs wurde im Bohrloch dann durch Zugabe von Wasserglas als Beschleuniger ein temporärer Pfropfen erzeugt, so dass der Rücklauf aus der Abschottung abgepumpt werden konnte.



Bild 19: Nachverpressen der Bohrungen/Säulen, um die Wasserdichtigkeit sicherzustellen

Die so hergestellte Grube für die Unterfahrt war wasserdicht und ermöglichte wie geplant den Einbau des Liftschachtes.



Bild 20: Wasserdichte Grube für die Aufzugsunterfahrt

4.4 München - Josephsburg – Düsenstrahlarbeiten unter dem Grundwasserspiegel

Vor ca. 20 Jahren war im Zuge des U-Bahn-Baus in München ein Dichtkörper herzustellen, in dessen Schutz der Vortrieb beim Anfahren der Trogbaugrube der U-Bahn-Haltestelle Josephsburg aus dem wasserdichten tertiären Mergel in die stark durchlässigen quartären Schichten auftauchen konnte.

Auf Grund der örtlichen Gegebenheiten (Bebauung) konnte dieser Dichtkörper nicht von der Geländeoberkante aus hergestellt werden. Der einzig mögliche Ansatzpunkt für die Bohrungen lag in der Baugrube ca. 5 m unterhalb des bestehenden Grundwasserspiegels.

Wegen der bereits erwähnten hohen Durchlässigkeit der quartären Schichten war von vornherein klar, dass die durch den Ringraum austretenden Wassermengen in der Baugrube nicht beherrschbar sein würden. Gleichzeitig erforderte die Lage der Säulen unmittelbar unter dem Untergeschoss eines bestehenden Gebäudes eine permanente Druckentlastung zur Vermeidung von Hebungsschäden.



Bild 21: Lage des Dichtkörpers und Ansatz des Bohrgerätes

Da sowohl Druckentlastung als auch Abdichtung gleichzeitig sicherzustellen waren, wurden die Bohrung und die Druckentlastung voneinander getrennt. Das Bohrloch wurde mit einem Preventer abgedichtet und gleichzeitig Bohrgerät und Bohrstrang so aufgebaut, dass dieser während des Bohrens und Düsens nicht geöffnet werden musste.



Bild 22: Bohrgerät mit überlanger (gestützter) Lafette für Lafette ohne Gestänge-Brechen

Für die Druckentlastung wurde von der Geländeoberkante unmittelbar hinter der Baugrubenwand eine Bohrung in den Scheitelbereich der herzustellenden Säule abgeteuft. Die messtechnische Überwachung ergab Drücke in der frischen Säule von nicht mehr als 2 bis 3 bar.

5 Zusammenfassung

Arbeiten gegen Wasserüberdruck stellen eine besondere geotechnische Herausforderung und ein besonderes geotechnisches Risiko dar. Lassen sie sich durch einen geeigneten Bauablauf und Wahl des Bohransatzpunktes oberhalb des Grundwasserspiegels nicht umgehen, sind sie mit großer Sorgfalt zu planen und auszuführen. Dabei sind immer die örtlichen Gegebenheiten und Besonderheiten des Projektes zu berücksichtigen und eine auf den Einzelfall abgestimmte Vorgehensweise zu entwickeln. Patenrezepte, die immer und überall funktionieren existieren nicht, aber auf Basis von Erfahrungswerten lassen sich immer passgenaue Lösungen entwickeln, die aus dem unkalkulierbaren Risiko ein kalkuliertes und beherrschbares System machen.

6 Literatur

- DIN 18301:2012 Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) Bohrarbeiten
- DIN 18321:2012 Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen (ATV) Düsenstrahlarbeiten
- DIN EN 12715:2000 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Injektionen
- DIN EN 12716:2001 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) Düsenstrahlverfahren
- Dipl.-Ing. Friedrich Winkler, Ing. Friedrich Trummer Injektion zur Tunnelvortriebssicherung gegen drückendes Grundwasser, 17. Christian Veder Kolloquium "Injektionen in Boden und Fels", 4. und 5. April 2002, Graz
- Prof. Dr.-Ing. Ulrich Trunk Horizontaler Soilcrete-Dichtschirm gegen drückendes Grundwasser beim U-Bahn-Bau, Vortrag auf der Deutschen Baugrundtagung 1996, Berlin
- Dr.-Ing. Alfred Haack Planung und Ausführung Wasserdruckhaltiger Abdichtungen, STUVA Tagung im Haus der Technik 1980, Essen
- Prof. Dr-Ing. Norbert Vogt Vorlesungsskript, Teil G Wasser im Baugrund, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau, TU München, 2008
- Prof. Dr.-Ing. Holger Schüttrumpf Umdruck zur Vorlesung Hydromechanik I Version 1.0, Lehrstuhl und Institut für Wasserbau und Wasserwirtschaft, RWTH Aachen

Metro Amsterdam: Vortrieb eines innerstädtischen Tunnels in schwieriger Geologie und unter sensibler Bebauung

Dipl.-Ing. Frank Otten, Dipl.-Ing. Wolf Friedemann, Dipl.-Ing. Axel Hillebrenner, Dr. Peter-Michael Mayer Ed., Züblin AG, Stuttgart

1 Allgemeines

Der Bau der neuen Metrolinie in Amsterdam, die sogenannte Noord/Zuidlijn Amsterdam, ist ein herausforderndes und vielseitiges Tunnelbauprojekt in innerstädtischer Umgebung. Der Amsterdamer Baugrund mit seinen wechselnd geschichteten Lockergesteinsböden, die zu beherrschenden Wasserdrücke bis zu 3,2 bar und das innerstädtische Umfeld mit seiner dichten, vielfach setzungsempfindlichen historischen Bebauung, die fast durchweg in unmittelbarer Nähe zur bzw. direkt über der Tunneltrasse auf Pfählen gründet ist, definieren einen wesentlichen Teil der schwierigen Rahmenbedingungen für dieses Projekt. In diesem Artikel wird auf die Erfahrungen eingegangen, die im Zuge der TBM-Vortriebsarbeiten für die zwischen den Stationen liegenden Tunnelröhren und der Herstellung der zugehörigen Querschläge und Notausstiegsschächte gewonnen wurden.

Die Projektrandbedingungen erforderten spezielle Lösungen, die in Zusammenarbeit mit allen am Bau Beteiligten erarbeitet und ausgeführt wurden. Um eine kritische Beeinflussung der innerstädtischen Bebauung zu verhindern, wurden ein optimiertes TBM-Maschinen- und Vortriebskonzept erstellt sowie für die Stationen speziell abgestimmte Ein- und Ausfahrvorgänge ausgeführt. Für den Bau der Querschläge wurden die notwendigen Stahltübbings so ausgebildet, dass unabhängig von den beim TBM-Vortrieb auftretenden Herstelltoleranzen der Tunnelröhren Vereisungsbohrungen hergestellt werden konnten.

Im Zuge des Vortriebs wurden zudem zahlreiche Gebäude und Brücken durch Hebungsinjektionen gesichert

Keywords: Schneidraddesign, abgeschottetes Sohlsegment, Schild Transfer System, Kompensationsinjektionen, durchbohrbare Stahlsegmente

1.1 Projektüberblick

Die Noord/Zuidlijn Amsterdam (NZL) verbindet die Wohngebiete im Norden mit dem Wirtschaftszentrum im Süden von Amsterdam und unterfährt dabei das historische Zentrum. Das von der Gemeinde Amsterdam beauftragte Projekt weist eine Gesamtstrecke von ca. 9 km auf. Mittels verschiedener Bauweisen werden bzw. wurden komplexe Stationsbauwerke, Tunnel- und Trog- und Streckenabschnitte in offener Bauweise sowie Absenktunnel und Tunnel mittels Schildvortrieb realisiert. Der Fokus des Artikels liegt auf den zwei im Mixschildvortrieb hergestellten Tunnelröhren, die in einem Streckenabschnitt direkt im Zentrum der Stadt liegen. Diese zwei Tunnelröhren mit einem Außendurchmesser von 6,52 und einer Länge von jeweils 3,2 km verbinden die Stationsbauwerke Centraal Station (Damrak), Rokin, Vijzelgracht, De Pijp (Ceintuurbaan) und Europaplein (Scheldeplein), siehe Bild 1. Der Bau dieser Tunnelröhren und zugehöriger Bauwerke (9 Kompensationsinjektionsmaßnahmen aus Schächten, 9 Querschläge und 4 Notausstiegsschächte) wurde durch die Arge Saturn, einer Arbeitsgemeinschaft bestehend aus der Ed. Züblin AG und Dura Vermeer Groep NV, erbracht.

Die Besonderheiten bei diesem Projekt liegen im zu Setzungen neigenden Baugrund, der setzungsempfindlichen Bebauung, den engen innerstädtischen Platzverhältnissen und den zu wählenden komplexen Bauverfahren, die für die Beherrschung des Baugrunds erforderlich waren.



Bild 1: Projektübersicht, Trassenverlauf im Amsterdamer Zentrum (links), Einzelvortriebe zwischen den Stationen, geologischer Längsschnitt, Stationspassagen (rechts)

So stellen die mehr als 1.500 Gebäude, die im Einflussbereich der Tunnelröhren liegen, eine besondere Herausforderung dar, siehe Bild 2. Es handelt sich zum Teil um denkmalgeschützte, historische Gebäude, welche auf Holzpfählen gegründet sind und teilweise erhebliche Vorsetzungen aufweisen.

Der Amsterdamer Baugrund ist im Wesentlichen horizontal geschichtet aufgebaut. In den oberen Schichten dominieren Auffüllungen und weiche, schluffige Klei-Schichten. Darunter, in den tragfähigeren tieferen Lagen, in denen auch die Tunnelröhren zum Liegen kommen, sind es Sande und Kleie. Der weiche Baugrund ist aufgrund des hohen Grundwasserstandes und der bereichsweise hohen Durchlässigkeit des Bodens stark setzungsempfindlich.



Bild 2: Bodenaufbau in Amsterdam

Um das Setzungsrisiko generell zu vermindern, wurde der Trassenverlauf der Tunnelröhren größtenteils unter den weniger setzungsempfindlichen Straßen gewählt. Infolge der dichten Bebauung ergaben sich dadurch Kurvenradien von bis zu 200 m. Trotzdem waren stellenweise Hebungsinjektionen zum Ausgleich der Vortriebssetzungen erforderlich.

In Bereichen mit besonders enger Bebauung, z.B. beim Stationsbauwerk Ceintuurbaan, konnten die Tunnelröhren nicht wie üblich nebeneinander angeordnet werden, sondern mussten übereinander hergestellt werden. Für die untere Röhre bedeutete dies eine Tiefenlage von ca. -35 m unter NAP (Normalpegel Amsterdam). In diesem Bereich wurden somit keine Querschläge zwischen den Tunnelröhren hergestellt, sondern erfolgen Flucht und Rettung durch Notausstiegsschächte.

Die engen Platzverhältnisse im Bereich der Stationen und die großen Tiefenlagen erforderten besondere Maßnahmen für die Start- und Zielvorgänge der TBM-Fahrten. Dies wirkte sich auch auf die Baulogistik aus. Da die Baustelleneinrichtungsflächen im Zentrum auf ein Minimum zu beschränken waren, wurden die Transporte teilweise per Schuten über Flüsse und Kanäle abgewickelt und mussten z.B. große Entfernungen zur Separierung vorgesehen werden.

Der Vortrieb der Tunnelröhren wurde im Dezember 2012 erfolgreich beendet. Im nachfolgenden Artikel wird auf die bei dieser komplexen und herausfordernden Baumaßnahme gewonnenen Erfahrungen im Vortrieb eingegangen

2 Maschinen- und Auffahrkonzepte

Die sandigen und kleiigen Bodenschichten sowie der hohe Grundwasserstand erforderten den Einsatz eines Mixschildes mit einem Außendurchmesser von 6,88 m (Bild 3).



Bild 3: Mixschild Herrenknecht S-268

Im Vorfeld der Projektausführung wurden in enger Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber detaillierte maschinentechnische Voruntersuchungen durchgeführt, bei denen die Minimierung der Setzungen beim Schildvortrieb im Vordergrund stand.

Es werden folgende Elemente beschrieben, welche die Kernpunkte dieser Voruntersuchungen darstellten, in die auch aktuelle Projekterfahrungen einbezogen wurden:

- Kurzer Schild
- Schneidraddesign
- Abgeschottetes Sohlsegment
- Verpressung der Schildspur

2.1 Kurzer Schild

Die Länge und die Konizität des Schildmantels haben einen direkten Einfluss auf Setzungen, die vortriebsbedingt entstehen. Daher wurde für Amsterdam ein sehr kurzer Schild mit einer Länge von nur 4,75 m eingesetzt. Um dies zu ermöglichen, wurden die Vortriebszylinder als Teleskoppressen ausgeführt und die Schleuse in den Schildstahlbau integriert.

Das zur Verfügung stehende Pendelvolumen der Stützflüssigkeit in der Druckkammer wurde durch den kurzen Schild minimiert, was das Risiko von Stützdruckschwankungen und damit von Ausbläsern erhöhte. Aus diesem Grunde wurde neben der standardmäßig eingebauten pneumatischen Druckluftregelanlage (Samson Anlage), welche den Luftpolsterdruck regelt, eine zweite elektronische Regeleinrichtung integriert.

Durch die dort integrierte Überwachungsfunktion konnte die Stabilität der Stützdruckregulierung sichergestellt werden. So konnten beispielsweise Korrekturen verhindert werden, welche die voreingestellten Grenzwerte überschritten oder auf fehlerhaften Niveaueingangssignalen basierten.

2.2 Schneidraddesign

Bei der NZL mussten beide TBMs neben den zur Verklebung neigenden Kleiformationen auch Sande, Bodenverfestigungen, Dichtblöcke sowie 8 Stationswände mit Festigkeiten von bis zu 60 N/mm² und Dicken von 1,50 m durchfahren.

Während zur Durchörterung der Stationswände und Bodenverfestigungen ein eher steifes, massives Schneidrad mit umliegender Felge und ausreichender Bestückung mit Schneidrollen benötigt wird, ist bei Böden mit Verklebungsneigung ein offenes Schneidrad mit wenig Angriffsfläche und Schälmesserbesatz besser geeignet.

Das Schneidrad wurde als Flächenschneidrad mit vier Hauptarmen und vier Nebenarmen ohne Felge ausgeführt. Werkzeugbestückung und Fördermöglichkeiten waren auf den Betrieb mit 2 Drehrichtungen ausgelegt, siehe Bild 3. Die Anzahl der Schneidrollen wurde auf 15 Stück mit 12 Zoll 2-Ring Schneidrollen begrenzt. Hierdurch wurden die Schleuszeiten für den Tausch der Schneidrollen und das Verklebungsrisiko minimiert.

Zur Reduzierung von Setzungen sollte das Schneidrad bündig in die Schildschneide zurückgezogen werden können. Um dennoch bei der Durchörterung der Stationswände oder bei den engen Kurvenradien von 200 m genügend Überschnitt zu erreichen, konnte durch Ausfahren des Schneidrads und mittels zweier hydraulischer Überschneider ein Überschnitt von bis zu 20 mm erreicht werden.

2.3 Abgeschottetes Sohlsegment

Bei üblichen Hydroschilden wird das durch das Schneidrad abgebaute Material über ein Saugrohr, das sich im Sohlbereich der Druckkammer befindet, abgezogen. Davor befinden sich – je nach Projektanforderung – ein Rechen und ein Steinbrecher.

Bei Böden, die zu Verklebung neigen, hat sich allerdings in der Vergangenheit gezeigt, dass sich in diesem Bereich Anhaftungen aufbauen, welche zeitintensive Reinigungs- und Spülarbeiten zur Folge haben.

Bei der NZL kam wegen des Verklebungspotentials der Kleiformationen ein abgeschottetes Sohlsegment in Verbindung mit einem Walzenbrecher zum Einsatz. Dabei wird die Druckkommunikation zwischen Abbaukammer und Druckkammer nicht über die Tauchwandöffnung, sondern über zwei Ausgleichsrohre geschaffen. Der Materialabtransport erfolgt über zwei Einzugswalzen direkt aus dem Sohlbereich des Abbauraums. Das Bentonitniveau in der Druckkammer ist unabhängig von der Materialabförderung. Das Druckluftpolster in der Druckkammer, das auf den freien Spiegel der Stützflüssigkeit wirkt, regelt den erforderlich Stützdruck an der Ortsbrust.

Das abgebaute Material wird mit hoher Geschwindigkeit hinter dem Schneidrad der Abbaukammer entzogen; ein Ablagern und Verkleben wird verhindert.

Ein zusätzliches Spülkonzept und das optimierte Schneidraddesign ermöglichten Vortriebsgeschwindigkeiten von bis zu 40 mm/min im Eemklei.

2.4 Angepasste Schildspurverpressung

Die Qualität der Ringraumverpressung ist mit maßgebend für die Vermeidung von Setzungen. Hierfür werden die Rezeptur und die Konsistenz des Mörtels auf den anstehenden Boden abgestimmt und Verpressmenge und -druck während des Vortriebs kontinuierlich überwacht.

Zur Überwachung wurde entlang des Schildschwanzes und am Ende zum Ringspalt hin der Schildschwanz mit radial und axial eingebauten Druckaufnehmern ausgerüstet. Diese lagen in der Nähe der Ausgänge der Verpressleitungen.

Die gemessenen Daten wurden als Vergleichs- bzw. Referenzwerte für die gemessenen Drücke in den Verpressleitungen verwendet und in der Steuerkabine visualisiert und vom Datenerfassungssystem aufgezeichnet. Die Messdaten der insgesamt 18 Druckaufnehmer ermöglichten damit eine kontinuierliche Überwachung des eingestellten Mörteldrucks.

Zusätzlich wurden die Mörteldrücke im Ringspalt und der anliegende Stützdruck auch am Tableau der Mörtelverpressung visualisiert, welches nicht am Steuerstand, sondern bei den Verpresspumpen platziert war. Der auf der TBM fest installierte Mörtelkübel war zudem mit Wiegezellen ausgestattet, so dass dem Verpresspumpenfahrer zu jeder Zeit die verpresste Tonnage bekannt war.

Die Setzungen direkt oberhalb der Tunneltrasse im Straßenbereich betrugen im Mittel nicht mehr als 4 mm. Setzungen an der Bebauung konnten nur an zwei Gebäuden festgestellt werden, wobei diese Setzungen sehr gering und nicht sicher den Vortriebsarbeiten zuzuordnen waren.

3 Schild Transfer System (STS)

Bei Start- und Zielvorgängen der TBM-Vortriebe sind mehrere Dichtungsebenen zwingend erforderlich, damit ein Eindringen von Grundwasser und mitgeschwemmtem Bodenmaterial in die Station/Schacht hinein verhindert und Setzungen im Baugrund vermieden werden. In der Regel werden zwei redundante, temporäre Dichtsysteme vorgesehen. Häufig werden vor der Station liegende Dichtblöcke und in der Station für den Startvorgang Brillendichtungen sowie für den Zielvorgang kurze Dichttöpfe verwendet, näher beschrieben in [1].

Bei der NZL war die Herstellung von Dichtblöcken vor den Stationen aufgrund der großen Tiefenlage (bis -30m NAP) verfahrenstechnisch nicht möglich. Zudem galt es, Störungen im Bereich der Stationsköpfe für Leitungsinfrastruktur, Verkehr, Umgebung und Anwohner zu minimieren.

In den Stationen wurden aus Gründen der Optimierung der Aushubs- und Ausbaumassen sowie zur Minimierung der teilweise dafür benötigten Druckluftarbeiten die Bodenplatte im mittleren Bereich der jeweiligen Stationen höher und damit abgetreppt ausgeführt.

Beim Transfer durch die Stationen mussten die TBMs Stufen von bis zu 1,65 m überwinden. Alternative Hebeeinrichtungen, wie z.B. Portalkräne, kamen aus Platzgründen innerhalb der Station und Gewichtsgründen der TBM (Schild ca. 450 t) nicht in Frage. Daher wurde vorgesehen, die sechs Start- und vier Zielvorgänge aus bzw. in einen die TBM komplett einhüllenden großen, druckwasserdichten Drucktopf erfolgen zu lassen. Diese Konstruktion wird Schild Transfer System, kurz STS, genannt. Der mit stirnseitig aktivierbaren Dichtungen versehene Drucktopf übernimmt dabei die Funktion des Dichtblocks. Das redundante Dichtsystem der Brillendichtung und des kurzen Dichttopfs herkömmlicher Lösungen (Lippendichtung, Bullflexschlauch) wird innerhalb der Brillenwandaussparung und im Drucktopf platziert, so dass auch beim System des STS zwei unabhängige Dichtsysteme vorhanden sind.

Für den Startvorgang der TBM besitzt dieses System den Vorteil, dass im Falle des Versagens der Lippendichtung der Stahltopf Umläufigkeiten in die Station/Schacht verhindert. Dieser Umstand bietet zudem ein hohes Maß an Sicherheit, sobald das Schildgelenk der TBM die Lippendichtung passiert.

Die Start- und Zielvorgänge sowie den Transfer einer TBM durch die Station über Stufen mittels eines einhüllenden Stahltopfs durchzuführen, stellen eine Innovation im maschinellen Tunnelbau dar. Erfahrungen mit einer solchen Konstruktion lagen zu Projektbeginn nicht vor.

3.1 STS-Konstruktion

Das STS bestand im Wesentlichen aus drei Konstruktionsteilen, siehe Bild 4. Für die Lastabtragung der ca. 450 t schweren TBM bei den Start-, Zielvorgängen und dem Transfer durch die Stationen wurde eine klassische Schildwiege gewählt. Der auf bis zu 4 bar ausgelegte Drucktopf (rot) wurde nicht durch das Gewicht der TBM belastet. Er lag lose auf den zwei Längsträgern der Schildwiege (grau) auf. Die zwei Längsträger waren mit den Querträgern verschweißt. Die außen an den Querträgern befestigte Verschub- und Hebeeinheit (grün) diente ausschließlich dem horizontalen Verfahren sowie dem vertikalen Anheben und wurde bei Start- und Zielvorgängen nicht belastet. Der Vorteil der konstruktiven Trennung des Drucktopfes von der Lastabtragung lag darin, dass keine Zwängungen im Drucktopf infolge unplanmäßiger Lageabweichungen der TBM erfolgen und die Dichtung hierdurch nicht belastet wurde.



Bild 4: STS-Bauteile, Drucktopf (rot), Schildwiege (grau), Verschub- und Hebeeinheit (grün)

Die räumliche Enge in den Stationen der NZL und vor allem die kleinen Logistiköffnungen in den Stationsdecken hatten zur Folge, dass die Abmessungen der Bauteile des STS minimiert werden mussten. Aus diesem Grund wurden die Schildwiege und der Drucktopf in einzelne Elemente unterteilt. Die Schildwiege, die Verschub- und Hebeeinheit und der Drucktopf erreichten ein Gesamtgewicht von ca. 150 t.

3.2 Start- und Zielvorgang

Für die Start- und Zielvorgänge wurde das STS bis an die Stationswand geschoben, siehe Bild 5. Der Drucktopf wurde mit Pressen gegen einen stählernen Abstützbock (A-Bock) kraftschlüssig gedrückt. Ein Verschieben des Drucktopfes und damit verbundene Undichtigkeiten waren somit ausgeschlossen. Die Lasten aus dem TBM-Vortrieb wurden über den A-Bock in den Stationsboden abgeleitet.

Für den Zielvorgang wurde ein Druckdeckel auf das Topfende gesetzt. Mittels aktivierbarer Pressen, die sich zwischen dem Druckdeckel und dem A-Bock befanden, wurden der Drucktopf und der Druckdeckel kraftschlüssig und lagesicher gehalten.

Für den Transfervorgang der TBM durch die Station wurden der Druckdeckel und die Abstützkonstruktion samt Widerlager komplett demontiert.



Bild 5: Start- und Zielkonstruktion

Der Topfinnendurchmesser war mit 7,10 m lediglich 22 cm größer als der Durchmesser der TBM.

3.3 Stationstransfer der TBM

Nach dem Einfahren der TBM in den Drucktopf mussten die Nachläufer von der TBM für den Stationstransfer abgekoppelt werden. Nur der Bohrkopf wurde mit dem STS durch die Station und über die Stufen transportiert. Die deutlich einfacher zu handhabenden Nachläufer konnten über steil angelegte Nachläuferwiegen auf die höher liegenden Stationsböden gezogen und am gegenüberliegenden Stationsende wieder an den TBM-Schild angekoppelt werden.

Die Verschub- und Hebeeinheit des STS bestand aus sechs eigens gefertigten Langpressenpaaren mit einer maximalen Hubhöhe von 1,85 m und einer aufnehmbaren Last von 1250 kN je Presse. Auf unter den Pressen angeordneten Lastmodulen mit Stickstoffkissen glitten die STS durch die Station (1% Reibungsverlust). Mit Seilwinden wurde das STS bis an die Treppenstufe gezogen, wo die Langpressen ausgefahren und das STS mit TBM (Gesamtgewicht etwa 600 t) auf die Höhe der Stufe angehoben wurde, siehe Bild 6.



Bild 6: Hub über 1,65 m Stationsstufe, Langpressen und Lastmodule (orange); TBM-Schild im Drucktopf

Der Hub über die Stufe erfolgte im Schreitvorgang, so dass abwechselnd immer nur eins der sechs Pressenpaare entlastet wurde.

Der weitere Transfer durch die Station und das Absenken des STS in den tiefer liegenden Startbereich erfolgten in umgekehrter Reihenfolge.

3.4 Baubetriebliche Aspekte

Aufgrund der begrenzten Platzverhältnisse der Baustelleneinrichtung übertage sowie auch teilweise in den Stationen selbst war das STS in mehrere Bauteile gegliedert. Eine Lagerhaltung der einzelnen Bauteile auf der BE war in Amsterdam nicht möglich. Durch eine entsprechend intensive Logistikplanung und umfangreiche Abstimmung erfolgte der Aufbau des STS durch eine Just-in-time-Anlieferung innerhalb der zur Verfügung stehenden Zeitfenster. Der STS-Aufbau bis hin zur Empfangsbereitschaft für die TBM dauerte im Wochenbetrieb

(5 Tage / 12 h) ca. 8 Wochen.

Für eine problemlose Ein- und Ausfahrt der TBM (d = 6,88 m) in den Drucktopf des STS (d = 7,1 m) war eine Schildfahrt mit Abweichungen von maximal 50 mm von der Sollachse tolerierbar und wurde auch sicher erreicht.

Für den Transfer der TBMs durch die Stationen wurden 35 Tage im Durchlaufbetrieb (7 Tage / 24 h) benötigt, einschließlich An- bzw. Abkoppeln der Nachläufer, Rückbau und erneuter Aufbau der Abstützkonstruktionen.



Bild 7: Transfer und Demontage Druckdeckel STS

Das Überwinden der Stufen mit dem STS gelang innerhalb von ca. 4 h pro Stufe. Eine Lösung wie das STS ist im Engineering, der Herstellung und Handhabung deutlich aufwendiger und damit teurer als herkömmliche Lösungen für Start- und Zielvorgänge. Trotzdem stellt der Einsatz des STS unter den gegeben Randbedingungen und der geführten Risikobewertung eine technisch sinnvolle Lösung dar. Die Verschmelzung von herkömmlicher Brillendichtung, kurzem Dichttopf und außenliegender Dichtblöcke in einen langen stählernen Drucktopf für Start- und Zielvorgänge der TBM hat sich bewährt und stellt eine mögliche Alternative zu den üblichen Dichtsystemen dar. Die Kombination des Drucktopfs mit der Verschub- und Hebeeinheit zur Überwindung der abgestuften Stationsböden ist technisch realisierbar und ermöglicht einen sicheren Transfer.

4 Kompensationsinjektionen

4.1 Standort Brug 404

Aufgrund von Voruntersuchungen durch den Bauherrn wurden insgesamt 8 Gebäude entlang der Trasse der NZL als stark setzungsempfindlich eingestuft. Diese Gebäude waren mittels Kompensationsinjektionen (KI), von sieben Schächten aus zu sichern. Dazu wurden alle Gebäude vor Beginn der Vortriebsarbeiten durch Bodenverfestigungen stabilisiert und vorgehoben. Während und nach der Passage durch die TBM wurden die Setzungen gemessen und bei einer Überschreitung der vorab definierten Eingreifwerte nachinjiziert.

Beispielhaft wird nachfolgend der Standort Brug 404 näher beschrieben, bei dem die Tunnelröhren eine Brücke über den Amstelkanal unterqueren, deren Widerlager auf Pfählen gegründet sind. Die Brückenwiderlager (UK bei 1,75 mNAP) sind durch Holzpfähle (UK 12,50 mNAP) in der "Ersten Sandlage" (dichtgelagerter Fein- bis Mittelsand) tief gegründet. Die beiden Tunnelröhren passierten den Bereich der Brug 404 höhenversetzt (Tunnelfirste Ost -14,3 mNAP; Tunnelfirste West -25,4 mNAP). Das Bodenpaket zwischen UK Pfahlgründung und Tunnelfirste betrug somit für den Westtunnel 12,9 m und für den Osttunnel lediglich 1,8 m.



Bild 8: TAM Layout KI-Standort Brug 404 (links: oberer Schirm, rechts: unterer Schirm)

Für die KI wurde zunächst ein Absenkschacht nord-östlich des nördlichen Brückenwiderlagers hergestellt. Aus diesem Schacht heraus wurden anschließend die TAM-Bohrungen (Tube à Manchette) radial hergestellt (siehe Bild 8).



Bild 9: Modell KI Standort Brug 404 (SOFIA): 3d-Visualisierung der geometrischen Randbedingungen

Aufgrund der Bohrtoleranzen von ca. 1,0% konnte der KI-Schirm nicht komplett im oberen 1,8 m mächtigen Bodenpaket erstellt werden und wurde daher als ein aufgelöster KI-Schirm ausgeführt. Der obere Schirm kam im Bereich zwischen der Tiefgründung und dem (oberen) Osttunnel bei ca. -13,0 mNAP zum Liegen. Der untere Schirm wurde direkt im Bereich des Osttunnelquerschnitts bei ca. -16,0 mNAP hergestellt. Die TAMs des unteren Schirms lagen somit direkt im Bereich der oberen Tunnelröhre und wurden während des Vortriebs Ost planmäßig zerstört. Daher wurden die TAMs aus PVC-Rohren hergestellt. Hauptaufgabe des unteren Schirms waren die Kompensation der Setzungen infolge des Vortriebs West (untere Röhre) und eine Vergütung des Bodens im Bereich des Tunnels Ost.

Die ,Gesamt'-Hebefläche der KI Maßnahme war in Tunnelquerrichtung durch die rechnerische 5mm-Setzungslinie infolge TBM-Vortrieb begrenzt und in Tunnellängsrichtung durch einen Überstand von ca. 3,0 m ab Außenkante der Brücken-Widerlager (siehe Bild 8).

Die Überwachung der Brückenwiderlager erfolgte mit jeweils vierzehn Schlauchwaagen, deren Messwerte alle 3 Minuten erfasst und an die Steuer- und Auswertesoftware übertragen wurden.

Die Auswertung und Steuerung der Injektionen wurde mit Hilfe der Software SOFIA vorgenommen, die alle relevanten Daten (Bauwerksgeometrien, Lage der TAMs und der Messsensoren sowie sämtliche Injektionsparameter) verwaltet (siehe Bild 9). Zusätzlich liefert das Programm Injektionsempfehlungen zur Erreichung der geplanten Hebung.

4.2 Injektionsmaßnahme Brug 104

Während der Herstellung des Absenkschachts und der Bohrungen für die TAMs kam es zu keinen nennenswerten Setzungen.

Mit der ersten Injektionsphase, der sogenannten Vorhebung, wurde der Boden verdichtet und die Brug 404 um ca. 5 mm angehoben, siehe Bild 10. In dieser ersten Phase betrugen die Verpresseffizienzen ca. 15%. Wegen Verzögerungen in anderen Teilen des Gesamtprojekts konnte der TBM-Vortrieb erst über zwei Jahre später nach diesen Vorhebungen durchgeführt werden, so dass sich die Brug 404 in dieser Zeit im Mittel um ca. 2mm, teilweise bis zu 4-5 mm wieder setzte. Aus diesem Grund wurde die Phase der Vorhebung kurz vor TBM-Durchfahrt wiederholt. Über den beaufschlagten Kompensationsflächen reagierten die Hebungssensoren der Brug 404 unmittelbar. Es waren daher nur geringe Mengen Verpressmaterial erforderlich, um den definierten Vorhebungswert wieder zu erreichen. Es wurden nun Verpresseffizienzen von über 30% erreicht.



Bild 10: Bauwerksbewegungen Brug 404 und erforderliche Verpressmengen

Mit Durchfahrt der "unteren" TBM (West) traten vor allem über der Tunnelachse Setzungen auf, die allerdings gering ausfielen. Nur geringe Mengen Verpressgut waren notwendig, um direkt nach der TBM-Durchfahrt den Setzungsprozess zu stabilisieren und durch Hebung zu kompensieren. Bei Durchfahrt der oberen TBM waren dann keine Kompensationsmaßnahmen mehr erforderlich.

Wie bei der Brug 404 wurde auch an den anderen Standorten infolge der Bauzeitverlängerung der Boden zweimal "vorinjiziert". An allen Standorten zeigte sich, dass während des TBM-Vortriebs nur unkritische Setzungen gemessen wurden und nur geringste Mengen für die eigentlichen Kompensationsinjektionen erforderlich waren. Die Vorvergütungen des Bodens im Rahmen der Kompensationsmaßnahme waren damit hilfreich, um einen setzungsarmen Tunnelvortrieb zu ermöglichen.

5 Notdurchgänge und Querschläge

5.1 Schildfahrt und Einbau Sondertübbings

Im Zuge der Herstellung der beiden Röhren der NZL wurden im Bereich der später zu bauenden Querschläge und den die Rettungsschächte verbindenden Notdurchgängen Sondertübbings aus Stahl eingebaut. Diese wurden entsprechend gängiger Praxis so angeordnet, dass sie um die Öffnung einen kraftschlüssigen und biegesteifen Stahlrahmen bildeten, der die Lasten aus Erd-, Wasser- und Vereisungsdruck abtrug.

Damit die Querschläge und Notdurchgänge unter atmosphärischen Bedingungen hergestellt werden konnten, musste der Baugrund um den Ausbruchsquerschnitt vereist werden. Hierzu wurden aus jeweils einer der beiden Tunnelröhren Vereisungslanzen gebohrt. Die Vereisungslanzen waren ringförmig um den Ausbruchsquerschnitt im Abstand von ca. 1 m angeordnet, siehe Bild 11.



Bild 11: Querschlagvereisung

Dabei gestaltet sich das Bohren durch Stahlsegmente in der Regel als schwierig, da üblicherweise nur kleine Bohröffnungen in Form von Stutzen vorgesehen werden können. Diese Stutzen schränken die Freiheitsgrade für Bohransatzpunkte und Bohrrohrausrichtungen deutlich ein, siehe Bild 12.



Bild 12: Toleranzlagen Querschläge; Vereisungsrohre mit Bohrpreventern; Einschränkung der Bohrausrichtung

Diese Freiheitsgrade sind notwendig, da Schrägstellungen der Querschlagsöffnungen zwischen den beiden Tunnelröhren infolge von Auffahrtoleranzen und unterschiedlicher Tunnellängsentwicklung bei kurvenreichen Tunnelröhren sehr wahrscheinlich und bis zu einer halben Ringbreite möglich sind, siehe Bild 12, linke Seite.

Aus diesem Grunde wurden für die NZL sogenannte Hybridtübbings entwickelt, um flexibel auf die Herstelltoleranzen der Tunnelröhre reagieren zu können.

5.2 Richtungsfreie durchbohrbare Stahlsegmente (RFB-Segmente)

Diese Hybridtübbings, sogenannte RFB-Segmente, bestehen aus einem Betonkern und einer darum liegenden Stahlkassettenkonstruktion, so dass die Segmente in den Längs- und Ringfugen kraftschlüssig verschraubt werden können. Die im Zentrum sitzende Aussparung ist mit Faserbeton gefüllt, durch welche die Vereisungsrohre vergleichbar wie durch Betonsegmente gebohrt werden, siehe Bild 13. Auf der Aussparung befindet sich innenseitig ein abnehmbarer Deckel, um die spätere permanente Abdichtung zu gewährleisten. Zur Außenseite des Faserbetons befindet sich kein Außenblech, so dass ohne Erschwernis in den Baugrund gebohrt werden kann.



Bild 13: Konstruktion Hybridsegment

Durch dieses Verfahren konnte eine Ausrichtung der Vereisungslanzen mit hoher Flexibilität erreicht werden und wurden somit vorhandene Lagetoleranzen der Querschlagsöffnungen beider Tunnelröhren zueinander einfach ausgeglichen, siehe Bild 14.


Bild 14: Stahlrahmen mit Bohransatzpunkten und Vereisungsbohrungen

6 Schlussfolgerungen

Die oben beschriebenen Erfahrungen hinsichtlich der Vortriebsmaschinen, der Verfahrenstechnik sowie der geohydrologischen Randbedingungen zeigen, dass innerstädtische Schildvortriebe allerhöchste Anforderungen an die eingesetzte Technik stellen.

In Amsterdam wurde bereits im Rahmen der Vergabe seitens des Bauherrn und unter Mitwirkung der bauausführenden Firmen eine gesamtheitliche Analyse des Bauvorhabens durchgeführt, geprägt durch eine Risikobewertung für die gewählten Bauverfahren der Stationen und Tunnelröhren.

Spezielle Projektanforderungen machten maßgeschneiderte Lösungen, wie z.B. das TBM-Design, das Schild Transfer System, die Hebungsinjektionen und die modifizierten Stahlsegmente, erforderlich. Damit konnten im Zuge der Vortriebe bestehende Bebauung schadensfrei unterfahren werden.

Für zukünftige Projekte mit ähnlichen Anforderungen wie in Amsterdam ist es daher ratsam, eine ganzheitliche Einschätzung von Risiken, Herstellungskosten und Zeitfaktoren für den Bau der Stationen sowie den Bau der Tunnelstrecken vorzunehmen, um über den Einsatz von entsprechenden Systemen zu entscheiden.

7 Literatur

- Nord/Süd-Metrolinie Amsterdam Schild Transfer System (STS); Friedemann, Fennker, Schwitte, Otten; Bautechnik 90 (2013) Heft 3; Ernst&Sohn Verlag für Architektur und technische Wissenschaften GmbH & Co
- Artikel auch veröffentlicht in Stuva-Tagungsband (2013); Studiengesellschaft für unterirdische Verkehrsanlagen e.V., Stuva Köln: "Metro Amsterdam: Vortrieb eines innerstädtischen Tunnels in schwieriger Geologie und unter sensibler Bebauung Maschinen- und Auffahrkonzept, Hebungsinjektionen und Querschläge"; Friedemann, Otten, Hillebrenner, Mayer

Modellierung der Stützdruckübertragung bei Bentonit-Suspensionen mithilfe eines hybriden Ansatzes

Dr.-Ing. Christian Thienert STUVA e. V., Köln/D

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Matthias Pulsfort Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik, Bergische Universität Wuppertal/D

1 Einführung

Im Rahmen der Stützdruckberechnung einer flüssigkeitsgestützten Erdwand bei der Herstellung von Schlitzwänden oder beim maschinellen Tunnelvortrieb in Lockergestein sind folgende Nachweise zu erbringen:

- Der vorhandene Flüssigkeitsdruck muss ausreichend groß sein, dass die Ausbildung eines räumlichen Bruchkörpers mit ausreichender Sicherheit ausgeschlossen werden kann (Nachweis der sogenannten äußeren Standsicherheit).
- Die Größe der Fließgrenze der Stützflüssigkeit ist so festzulegen, dass es zu keinem Abgleiten von Einzelkörnern, Korngruppen oder dünnen Bodenschollen kommt (Nachweis der sogenannten inneren Standsicherheit).

Beide Nachweise sind in DIN 4126: 2012-02 für Schlitzwände geregelt und basieren prinzipiell – wie in Normen üblich – auf Annahmen, die auf der sicheren Seite liegen. Neue Erkenntnisse weisen jedoch darauf hin, dass die zusätzlichen Sicherheiten beim Nachweis der inneren Standsicherheit in hohem Maße von den Bodeneigenschaften abhängig sind. Der vorliegende Beitrag zielt darauf ab, Verantwortliche zu sensibilisieren, in der Praxis häufig anzutreffende Unterschreitungen der eigentlich erforderlichen Fließgrenze ernst zu nehmen, da zusätzliche, normativ bedingte Reserven bezüglich des Sicherheitsniveaus gerade in ohnehin problematischen Böden wie Kiesen (d. h. stark und sehr stark wasserdurchlässigen Böden im Sinne von DIN 18130-1: 1998-05) praktisch nicht vorhanden sind. Umgekehrt kann in mäßig durchlässigen, sandigen Böden ein im Vergleich zum normgerechten Nachweis der inneren Standsicherheit tatsächlich höheres Sicherheitsniveau begründet werden.

2 Normativer Ansatz und Nachweis

Aufgrund des hydrostatischen Überdrucks der Stützflüssigkeit gegenüber dem Grundwasserdruck kommt es quer zu der flüssigkeitsgestützten Erdwand zu einer Strömung derselben in Richtung des angrenzenden Gebirges. Je nach den Eigenschaften des Baugrunds liegt dabei entweder eine Stützdruckübertragung über Membranbildung oder über statische Schubspannungen entlang der Eindringstrecke in den Porenkanälen des zu stützenden Bodens vor (Bild 1). Als das Korn stützender Druck ist dabei die hydrostatische Druckdifferenz Δp wirksam, die sich aus der Differenz von Stützdruck p_{Susp} und Grundwasserdruck p_w ergibt: $\Delta p = p_{Susp} - p_w$.



Bild 1: Mechanismen der Stützdruckübertragung links: Membranbildung, rechts: Statische Schubspannungen

Wie u. a. von HAUGWITZ und PULSFORT (2009) dargestellt, wird im Rahmen des Nachweises der inneren Standsicherheit flüssigkeitsgestützter Erdwände nach DIN 4126: 2012-02 bei feinkörnigen Böden mit einem Korndurchmesser bei 10 % Siebdurchgang $d_{10} \le 0.2$ mm eine vollständige Membranbildung über einen äußeren Filterkuchen unterstellt, so dass in diesem Fall auf den Nachweis der Sicherheit gegen Abgleiten von Einzelkörnern, Korngruppen oder dünnen Bodenschollen verzichtet werden kann. Für gröbere Böden mit $d_{10} > 0.2$ mm ist ein rechnerischer Nachweis der Stützdruckübertragung durch einen Vergleich des erforderlichen Druckgefälles f_{S01} mit dem vorhandenen Druckgefälle f_{S0} erforderlich, aus dem sich die Größe der erforderlichen Fließgrenze der Stützflüssigkeit τ_F herleiten lässt:

$$f_{S01} = \frac{\gamma''}{\tan \varphi'_k / \gamma_{\varphi}} \cdot \gamma_G \le f_{S0} = \frac{2 \cdot \eta_F \cdot \tau_F}{d_{10}} \tag{1}$$

Mit:

γ''	Wichte des Bodens unter Suspensionsauftrieb
φ' _k	Charakteristischer Wert des Reibungswinkels des Bodens
γ_ϕ	Teilsicherheitsbeiwert für den Reibungsbeiwert tan ϕ_k^{ϵ} des drainierten Bodens im Grenzzustand GEO-3 (BS-T) nach DIN 1054: 2010-12
ŶG	Teilsicherheitsbeiwert für ständige Einwirkungen im Grenzzustand GEO-3 (BS-T) nach DIN 1054: 2010-12
η _F = 0,6	Anpassungsfaktor für die Fließgrenze der Suspension
τ_{F}	Fließgrenze der Suspension
d ₁₀	Korndurchmesser des Bodens bei 10 % Siebdurchgang

Implizit sind im rechten Teil der Nachweisgleichung (1) der wirksame Stützdruck Δp (der sich wie untenstehend ersichtlich herauskürzt) sowie die zugehörige Eindringtiefe der Suspension s_{ref} bis zur Stagnation enthalten, die nach Gleichung (2) (siehe DIN 4126: 2012-02, Gleichung 2) unter Berücksichtigung eines Anpassungsfaktors $\eta_F = 0,6$ in Anlehnung an DIN 4126: 2012-02 Abschnitt 4.3 abgeschätzt werden kann:

$$f_{S0} = \Delta p \cdot \frac{1}{s_{ref}} = \Delta p \cdot \frac{2 \cdot \eta_F \cdot \tau_F}{\Delta p \cdot d_{10}}$$
(2)

3 Realbedingungen

Die normative Abgrenzung zwischen Membranbildung und Eindringung bis zur Stagnation für $d_{10} \le 0,2$ mm bzw. $d_{10} > 0,2$ mm geht von einer Stützung der Erdwandung mittels *frischer* Bentonitsuspension ohne Feststoffaufladung aus, die in der Praxis nur zu Beginn von Schlitzwand- bzw. Vortriebsarbeiten für kurze Zeit relevant ist: Schon nach den ersten Betriebsminuten werden Bodenbestandteile in die Suspension eingetragen. Diese befrachtete Suspension aus dem Schlitz beim Schlitzwandaushub bzw. aus der Abbaukammer beim Tunnelvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust wird über Separationsanlagen regeneriert und wieder in den Förderkreislauf gegeben. Da eine vollständige Abscheidung sandiger und schluffiger Kornfraktionen mit baustellenüblichen Einrichtungen in Form von Schwingsieben und Hydrozyklonen nicht möglich ist, verbleiben entsprechende Kornanteile als Aufladung in der regenerierten Suspension. Die Grenze zwischen beiden möglichen Mechanismen der Stützdruckübertragung verschiebt sich damit tendenziell in Richtung eines größeren Korndurchmessers $d_{10} > 0,2$ mm.

Als kennzeichnende Größe für die Wirksamkeit von Zyklonen in Separieranlagen hat sich der Begriff des Trennschnitts etabliert, welcher der in der Bodenmechanik üblichen Bezeichnung d_{50} entspricht, also dem Kornanteil bei 50 % Siebdurchgang. Der typische Trennschnitt d_{50} für Suspensionen nach dem Passieren der Feinzyklonstufe(n) liegt in der Größenordnung $d_{50} = 10 - 50 \mu m$. Diese Werte sind relativ unabhängig von der vorliegenden Bodenart, da die Zyklonstufen zumeist deutlich überdimensioniert sind.

3.1. Versuchstechnische Erfassung des Einflusses der Separationstechnik

Um zu überprüfen, welche Auswirkungen die Feststoffaufladung der Bentonitsuspension mit Bodenbestandteilen auf das Eindringverhalten hat, wurde eine Versuchseinrichtung in Anlehnung an das aus der "alten" DIN 4126: 1986-08 bekannte i_o -Gerät (Permeameter nach MÜLLER-KIRCHENBAUER) aufgebaut (siehe Bild 2). Ziel war dabei, die Abhängigkeit der Eindringtiefe von den Kornverteilungen sowohl des zu stützenden Bodens als auch der Feststoffbeladung der Suspension zu untersuchen. Im Wesentlichen besteht dieser Versuchsaufbau (Bild 2 links) aus einer Plexiglassäule mit 50 mm Innendurchmesser und 1.000 mm Länge, die an der Oberseite mittels Flansch zwecks Druckluftbeaufschlagung verschlossen werden konnte. An der Unterseite ist ein Kugelhahn angeordnet, dem sich ein Schlauch als kommunizierende Röhre zu einem Überlauftopf anschließt.

Die untersuchten Böden (siehe Kornverteilungskurven in Bild 3) wurden lagenweise in die Plexiglassäule gegeben und unter Wasser verdichtet. Anschließend wurden darüber insgesamt 7 Suspensionen mit einer großen Bandbreite in der Praxis auftretender Kornverteilungskurven mit Trennschnitten von $d_{50} = 10 - 50 \,\mu\text{m}$ eingefüllt (Bild 4). Zur Feststoffaufladung der Suspensionen wurden verschiedene Quarzmehle verwendet und damit jeweils eine Suspensionsdichte von $\rho_{Susp} = 1,15 \,\text{t/m}^3$ (entsprechend einer sogenannten Raumkonzentration $c_R = 0,10$) eingestellt.



Bild 2: Suspensions-Eindringversuch links: Versuchsaufbau, Mitte: Kritische Eindringtiefe s_{krit} , rechts: Innerer Filterkuchen

Die Druckluftbeaufschlagung von $\Delta p = 0.5$ bar führte nach dem Öffnen des Kugelhahns zu einem begrenzten Eindringen der Suspension in den Boden (Bild 2 Mitte). Das Maß der so ermittelten maximalen Suspensionseindringung wird nachfolgend als kritische Eindringtiefe s_{krit} bezeichnet. Da die Druckdifferenz Δp so groß gewählt wurde, dass eine ausschließliche Stützdruckübertragung über statische Schubspannungen für eine Suspensionsstagnation in der Bodensäule nicht ausgereicht hätte, ist die gemessene kritische Eindringtiefe s_{krit} als unabhängig von der wirksamen Druckdifferenz Δp anzusehen. Nahe der Oberfläche, aber im Inneren des Korngerüstes war dabei eine Kolmatation des Porenraums durch abgefiltertes Feinkorn aus der Feststoffbeladung mit anschließender Filterkuchenbildung zu verzeichnen, so dass kein weiteres Einströmen von Suspension in das Porensystem möglich war. Aufgrund des hellen Quarzmehls in der Kolmatationszone hebt sich der nachgezeichnete Filterkuchenbereich dabei kontrastreich vom Bodenkorn ab (Bild 2 rechts).



Bild 3: Kornverteilungskurven und bodenmechanische Parameter der Modellböden



Bild 4: Kornverteilungskurven der mit Quarzmehl aufgeladenen Bentonitsuspensionen

Aus den in Bild 5 dargestellten Ergebnissen ist erkennbar, dass die maximale Eindringtiefe s_{krit} erwartungsgemäß von den Kornverteilungsparametern des eingebauten Bodens und der Feststoffbeladung der Suspension abhängig ist. Auf der *x*-Achse ist im Sinne des mechanischen Filterkriteriums nach V. TERZAGHI das Korngrößenverhältnis D_{15} / d_{85} aufgetragen. Der Korndurchmesser D_{15} bezieht sich dabei auf den gröberen Filterboden (Füllboden in der Plexiglassäule) und der Korndurchmesser d_{85} auf den feineren Boden, im konkreten Fall also die Feststoffbeladung der aufgeladenen Suspension.



Bild 5: Kritische Eindringtiefen aufgeladener Suspensionen in dicht gelagerte Böden

Wie von THIENERT (2011) im Einzelnen aufgezeigt, kann die kritische Eindringtiefe einer Suspension bei vorgegebenem Feststoffgehalt (mit einem volumetrischen Feststoffgehalt / Raumkonzentration $c_R = 0,10$ und Bodenporenanteil n = 0,30, d. h. dichte Lagerung) mit der nachfolgenden empirischen und nicht dimensionsechten Näherungslösung abgeschätzt werden:

$$s_{krit} = \frac{1}{141} \cdot \exp(186 \cdot k_F) \cdot \left(\frac{D_{15}}{d_{85}} - 6,46\right) \qquad \qquad \mathsf{s}_{krit} \,[\mathsf{m}] \quad ; \quad k_F \,[\mathsf{m/s}] \qquad (3)$$

Mit:

 k_F Wasserdurchlässigkeitsbeiwert des Bodens

*D*₁₅ Korndurchmesser des Bodens bei 15 % Siebdurchgang

*d*₈₅ Korndurchmesser der Suspension bei 85 % Siebdurchgang

Eine Berücksichtigung anderer volumetrischer Suspensions-Feststoffgehalte $c_R \neq 0,10$ und Boden-Porengehalte $n \neq 0,30$ ist gemäß den Ausführungen von THIENERT (2011) möglich. Untersuchungen zum Eindringverhalten von aufgeladenen Suspensionen in locker gelagerte Böden stehen jedoch noch aus.

3.2. Hybrider Modellansatz der Stützdruckübertragung

Ausgehend von den oben beschriebenen Beobachtungen bei den Eindringversuchen mit aufgeladenen Bentonitsuspensionen, in denen nach einer initialen Eindringung s_{krit} eine Kolmatation zu verzeichnen ist, kann ein hybrider Modellansatz der Stützdruckübertragung entwickelt werden (Bild 6). Von einem hybriden, also gemischten Ansatz kann insoweit gesprochen werden, als beide im Bild 1 dargestellten Mechanismen – also sowohl infolge Membranbildung (Anteil Δp_{Fk} in Bild 6) als auch infolge Suspensionseindringung (Anteil Δp_{Stag} in Bild 6) – beteiligt sind. Der hybride Modellansatz stellt somit eine Verallgemeinerung der normativ geregelten Extremfälle der Stützdruckübertragung entweder ausschließlich über Membranbildung oder ausschließlich über statische Schubspannungen entlang der Stagnationstiefe dar.



Bild 6: Hybride Modellvorstellung der Stützdruckübertragung

Die von beiden Mechanismen gemeinsam übernommenen Anteile des insgesamt wirksamen Stützdrucks Δp können aus dem Verhältnis von kritischer Eindringtiefe s_{krit} nach Gleichung (3) und Referenzeindringtiefe s_{ref} nach Gleichung (2) ermittelt werden. Dabei ist zu unterscheiden, ob die kritische Eindringtiefe s_{krit} größer oder kleiner ist als die Referenz-Eindringtiefe s_{ref} bei einer Stützdruckübertragung ausschließlich aufgrund statischer Schubspannungen, d. h. ob diese überhaupt erreicht wird. Im erstgenannten Fall für $s_{krit} > s_{ref}$ bedeutet dies, dass die Aufladung der Suspension die tatsächliche Eindringtiefe nicht reduziert, so dass praktisch doch eine Stützdruckübertragung ausschließlich über statische Schubspannungen vorliegt; für $s_{krit} < s_{ref}$ sind im Gegensatz dazu beide Mechanismen zusammen wirksam. Die tatsächlich zu erwartende Eindringtiefe ist stets der kleinere Wert von s_{ref} bzw. s_{krit} . Letztendlich ergibt sich der Anteil der Stützdruckübertragung über statische Schubspannungen Δp_{Stag} aus dem Verhältnis s_{krit}/s_{ref} , wobei die tatsächlich auftretende Eindringtiefe s nicht größer sein kann als die Referenzeindringtiefe s_{ref} :

$$\Delta p_{Stag} = \frac{s_{krit}}{s_{ref}} \cdot \Delta p \quad \text{mit: } \mathbf{s}_{krit} / \mathbf{s}_{ref} \leq 1 \quad (4)$$

Das vorhandene Druckgefälle f_{S0} in der Gleichung (1) zum Nachweis der inneren Standsicherheit ergibt sich beim hybriden Modellansatz also zu:

$$f_{S0} = \underbrace{\frac{\Delta p}{\underbrace{(s_{krit}/s_{ref})} \cdot s_{ref}}}_{\leq 1}$$
(5)

4 Vergleich des vorhandenen und des normativen Sicherheitsniveaus

Die oben beschriebene hybride Form der Stützdruckübertragung stellt eine nicht unerhebliche Abweichung gegenüber der normativen Idealisierung dar. Daher soll nachfolgend aufgezeigt werden, welche Auswirkungen auf das Sicherheitsniveau beim Nachweis der inneren Standsicherheit in verschiedenen Böden vorhanden sind. Dafür wird für einen exemplarischen Tunnel (Bild 7) das vorhandene Druckgefälle f_{S0} nach der bestehenden Norm sowie nach dem hybriden Modellansatz dem erforderlichen Druckgefälle f_{S01} gegenüber gestellt. Dafür werden ohne exakte Berechnung des erforderlichen hydrostatischen Stützdrucks Δp an dieser Stelle (Nachweis der äußeren Standsicherheit) folgende Randbedingungen angesetzt, siehe auch Bild 7:

- Tunneldurchmesser: 9,0 m
- Überdeckung: 13,5 m
- Flurabstand des Grundwasserleiters: 2,0 m
- Wirksamer Stützdruck in Höhe der Tunnelachse: ∆p = 50 KN/m²
- Suspension W12 (siehe Bild 4) mit einer Dichte von 1,15 t/m³
- Boden fG mit Körnung 1,0 8,0 mm (siehe Bild 3)

In Bild 8 sind exemplarisch für den Feinkies fG mit Körnung 1,0-8,0 mm auf der linken *x*-Achse die berechneten Suspensionseindringtiefen s_{ref} und s_{krit} dargestellt sowie auf dem rechten *x*-Achsenabschnitt das erforderliche Druckgefälle f_{S01} und die vorhandenen Druckgefälle f_{S0} , berechnet nach DIN 4126: 2012-02 bzw. nach dem hybriden Modellansatz. Bezüglich der Eindringtiefen gilt für diesen Boden $s_{krit} < s_{ref}$ über die gesamte Ortsbrusthöhe, so dass bei den benannten Parametern und der Feststoffbeladung der Suspension eine anteilige



Bild 7: Exemplarischer Tunnel

Stützdruckübertragung mittels Bentonit-Filterkuchen und statische Schubspannungen stattfindet. Dabei wurde die Fließgrenze τ_F so gewählt, dass beim Nachweis der inneren Standsicherheit nach Norm gerade $f_{S01} = f_{S0,Norm}$ ist, also der Ausnutzungsgrad bezogen auf den Bemessungswert der Scherfestigkeit des zu stützenden Bodens $\mu = 1,0$ ist. Typischerweise ist der Ausnutzungsgrad bei homogenen Baugrundeigenschaften konstant. Im Gegensatz dazu ist das Druckgefälle bei Berechnung nach dem hybriden Modellansatz $f_{S0,Hybrid}$ und damit der Ausnutzungsgrad mit $\mu \leq 1,0$ linear veränderlich mit der Tiefe, d. h. wegen der Wichtendifferenz von Suspension und Grundwasser von Δp abhängig. Die vorhandene Sicherheitsreserve gegenüber dem normativen Sicherheitsniveau, ausgedrückt durch das Verhältnis des Ausnutzungsgrades nach hybridem Modellansatz μ_{Hybrid} zum Ausnutzungsgrad nach Norm μ_{Norm} , steigt also mit zunehmender Tiefe an, weil die Eindringtiefe *s* über die Tiefe konstant ist.



Bild 8: Eindringtiefen und Druckgefälle für den Feinkies fG mit Körnung 1,0 – 8,0 mm

Bild 9 zeigt eine Auswertung der Eindringtiefen und Druckgefälle für die Böden gS (Körnung 0,0-4,0 mm), fG (Körnung 0,0-8,0 mm), fG (Körnung 1,0-8,0 mm) und fG (Körnung 1,4-8,0 mm), deren Kornverteilungskurven in Bild 3 angegeben sind. Dabei sind auf dem linken *x*-Achsenabschnitt die tatsächlich zu erwartenden Eindringtiefen (d. h. der jeweils kleinere Wert von s_{ref} bzw. s_{krit}) dargestellt und auf dem rechten *x*-Achsenabschnitt die zugehörigen relativen Sicherheitsreserven $\mu_{Hybrid} / \mu_{Norm}$ wie zuvor beschrieben. Dort ist zu erkennen, dass das Sicherheitsniveau erwartungsgemäß umso größer ist, desto feinkörniger der Boden ist. Bereits für den sandigen Feinkies fG (0,0-8,0 mm) ist eine relative Sicherheitsreserve um den Faktor 5 zu verzeichnen, für den Grobsand gS (0,0-4,0 mm) beträgt dieser Wert (in Bild 9 nicht mehr dargestellt) sogar etwa 30 bis 40. Im Gegensatz dazu sind im Feinkies fG (1,0-8,0 mm) mit dem Faktor 1,1-1,3 nur geringe zusätzliche und im Feinkies fG (1,4-8,0 mm) keine zusätzlichen Sicherheitsreserven vorhanden.



Bild 9: Eindringtiefen und relative Sicherheiten für verschiedene Modellböden

5 Schlussfolgerungen

Auf Grundlage der hier beschriebenen Suspensions-Eindringversuche konnte aufgezeigt werden, dass das Sicherheitsniveau bezüglich der inneren Standsicherheit von flüssigkeitsgestützten Erdwänden nach DIN 4126: 2012-02 bei Verwendung von gebrauchten, regenerierten Suspensionen in stärkerem Maße von der Kornverteilung des zu stützenden Bodens abhängig ist als bisher angenommen: In sandigen Böden sind große zusätzliche Sicherheiten vorhanden – nicht aber in Kiesen, die ohnehin bezüglich der Flüssigkeitsstützung als schwierig anzusehen sind. Im Ergebnis sind in der Praxis häufig anzutreffende Unterschreitungen der rechnerisch erforderlichen Fließgrenze τ_F insbesondere in den letztgenannten stark und sehr stark wasserdurchlässigen Böden im Sinne von DIN 18130: 1998-05 ernst zu nehmen. Daher sollten diese im Rahmen der Qualitätssicherung auch häufiger als einmal je Schlitz bzw. Vortrieb (insbesondere bei langsamem Arbeitsfortschritt) mittels Kugelharfe geprüft und dokumentiert werden.

Ausdrücklich sei an dieser Stelle erwähnt, dass das normative Sicherheitsniveau prinzipiell ausreichend ist und somit keine Anpassungen der DIN 4126: 2012-02 erforderlich sind. Jedoch sollte nach Auffassung der Autoren der Nachweis der inneren Standsicherheit anhand von "positiven Erfahrungen … in gleichartigen oder ungünstigeren Böden" (siehe DIN 4126: 2012-02, Abschnitt 5.3 bzw. DIN EN 1538: 2000-07) kritischer als bisher betrachtet werden und nicht im Zweifelsfall gewissermaßen standardmäßig als Ersatz für den "exakten" rechnerischen Nachweis der inneren Standsicherheit herangezogen werden.

Umgekehrt kann aus den Erkenntnissen auch geschlossen werden, dass in Abhängigkeit von den jeweiligen Kornverteilungen der zu stützenden Böden und der Suspensionsbeladung häufig auch eine geringere Eindringtiefe der Suspension erwartet werden kann, was bei der Ermittlung des wirksamen Stützdrucks im Rahmen des Nachweises der äußeren Standsicherheit genutzt werden kann. Dann muss jedoch die Feststoffbeladung der Suspension bezüglich Korngröße d_{85} und Dichte genauso geprüft werden wie die Fließgrenze.

6 Literatur

E-DIN 4126: 2012-02, Nachweis der Standsicherheit von Schlitzwänden.

- DIN 18130-1: 1998-05, Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwertes. Teil 1: Laborversuche.
- H.-G. Haugwitz, M. PULSFORT, (2009), Grundbautaschenbuch, Abschnitt 3.6: Pfahlwände, Dichtwände, Schlitzwände, 7. Auflage, Teil 2, Ernst & Sohn Berlin.

DIN 4126: 1986-08. Ortbeton-Schlitzwände. Konstruktion und Ausführung.

- Chr. Thienert, (2011), Zementfreie Mörtel für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Bericht Nr. 31 des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik der Bergischen Universität Wuppertal, Hrsg.: M. Pulsfort, ISBN: 978-3-8440-0167-9, Shaker-Verlag Aachen.
- Chr. Thienert, (2011), Zementfreie Mörtel für die Ringspaltverpressung beim Schildvortrieb mit flüssigkeitsgestützter Ortsbrust, Dissertation Bergische Universität Wuppertal, Online-Ressource: http://elpub.bib.uni-wuppertal.de/servlets/DocumentServlet?id=1977.
- DIN EN 1538: 2000-07, Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau). Schlitzwände.

Anwendungsmöglichkeiten und neue Entwicklungen bei Rohrvortrieben in Boden, Fels und Wasser

Erwin Mattrisch Wayss & Freytag Ingenieurbau AG

1 Was ist ein Rohrvortrieb?

Die beste und allgemeinste Definition findet sich in der GW 304, identisch mit A 125 der DWA, früher ATV.



Bild 1: In der Übersicht sind insgesamt 22 Verfahren aufgeführt.

2 Maßnahmen bei hohem Grundwasserstand am Beispiel des Rohrvortriebs in Brunsbüttel

Die Schleuse in Brunsbüttel stellt das nordseeseitige Ende des Nord-Ostsee-Kanals dar, ca. 50.000 Schiffe/Jahr passieren diese Schleuse.





Bild 2: Rohr- und Kabeltunnelanlage Schiffsschleusen Brunsbüttel

Die im Jahr 1913 erbaute Schleuse muss erneuert und erweitert werden. Als Vorabmaßnahme war hierzu ein Leitungstunnel unterhalb der bestehenden Schleusenanlage aufzufahren. Im Hinblick auf den hohen Wasserdruck von nahezu 4 bar war musste die Planung insbesondere berücksichtigen:

- Auslegung der Vortriebsmaschine auf 4,5 bar
- Dichtigkeit der Anfahrkonstruktion
- Auslegung einer Rohrbremse auf eine Last von 280 to
- Dichtigkeit der Rohrverbindungen

Hierzu wurden im Vorfeld rechnerische und experimentelle Nachweise geführt.



Bild 3: Amtsentwurf

3 Anwendungsmöglichkeiten

3.1 Vereisungsstollen 1 City-Tunnel Leipzig



Bild 4: Querschnitt der ausgeschriebenen Lösung: Stollen mit Spritzbeton, unter Druckluft unmittelbar unter der Bodenplatte, darunter Vorschlag W&F: Rohrvortrieb, tiefer gelegt, mit Vereisung nach oben und unten.

Der Antransport der Rohre war eine logistische Herausforderung, da viele Gewerke gleichzeitig ausgeführt werden mussten, unter anderem Schlitzwandarbeiten.



Bild 5: Antransport der Rohre



3.2 Vereisungstollen 2 Köln, Severinstraße

Bild 6: Der Querschnitt zeigt die Ausgangslage: ganz oben die stark befahrene Severinstraße, darunter der ähnlich einer Stadtautobahn ausgebaute Perlengraben incl. U-Bahn.

Der Startschacht für zweiten (unteren) Vortrieb war mit nahezu 30 m die tiefste Stelle beim U-Bahn-Bau. Entsprechende Sondermaßnahmen für Dichtigkeit der Schachtein- und - Ausfahrt waren erforderlich



Bild 7: Die beiden neuen U-Bahn-Röhren waren bereits aufgefahren. Die Aufgabe bestand in der Herstellung eines U-Bahnhofes unterhalb dieses Kreuzungsbereichs.



Bild 8: Installation der Vereisungsleitungen innerhalb der Vortriebsrohre





Bild 9: Für das neu zu errichtende Kraftwerk in Wilhelmshaven waren 4 parallele Kühlwasserleitungen DN 3400, außen 4,10 m sowie 1 Fischrückführleitung DN 1200 mit extrem geringem Abstand aufzufahren.

Es kamen 2 TBMs gleichzeitig zum Einsatz. Dabei war die Reihenfolge extrem wichtig. Aufgrund des geringen Abstandes war eine erhebliche Kosteneinsparung für die Baugrube möglich.



Bild 10: Der Inliner mit 7 mm Wandstärke war Bild 11: Die Inlinerfugen werden nach dem eine Neuentwicklung. Für die Zulassung wurden Sondertests durchgeführt: 1000-std-Dauertest, Ausreissversuch.



Ausbau der Vortriebseinrichtungen per Hand verschweißt.



Bild 12: Im Deichbereich wurden Schieber DN 3400 eingebaut für den Fall, dass landseitig eine Kühlwasserleitung bricht und bei Hochwasser Überflutungsgefahr besteht. Hierzu wurden Bohrpfahlwände durchfahren und die Vortriebsrohre anschließend freigelegt. Die Abdichtung zwischen Rohr und Bohrpfahl war ausgelegt auf 15 m WS. Ausgeführt wurde eine 2-stufige Abdichtung mit Zement und anschließend Gel

5 Außergewöhnliche Sonderverfahren am Beispiel des Eisenbahntunnels "Schumann-Josaphat" in Brüssel



Bild 13: Schnitt unter der Plaskystraße (Neuer Tunnel)

Unmittelbar angrenzend an den Sitz der Europäischen Kommission in Brüssel war der Bau eines 2-gleisigen Eisenbahntunnels geplant. Eingriffe von oben waren wegen der Lage nicht zugelassen.



Bild 14: Zunächst erfolgte der Vortrieb mit Stahlrohren (außen 3,00 m) als Längsstollen. Danach wurden aus den Längstollen heraus Quervortriebe mit Betonrohren DN 1800 ausgeführt.



Bild 15: Nach dem Vortrieb wurden die Querstollen bewehrt und ausbetoniert.



Bild 16: Beschoeide sleuven

Ebenfalls aus den Längsstollen heraus wurden sog. "beschoide sleuven" ("Handschlitzwände), bis 22 m tief, abgeteuft und mit "Filigranplatten" verbaut. Zwischen den ausbetonierten Schlitzen und dem durch die Querstollen gebildeten Rohrschirm konnten die Arbeiten für den Tunnel durchgeführt werden.

6 Aktuelles Projekt Sickerwasserstollen am Sylvensteinspeicher Rohrvortrieb "auch in Fels"

Die Nachrüstung am Sylvensteinspeicher ist ein wesentlicher Bestandteil des bayerischen Hochwasserschutzes. Die Wirkungsweise besteht aus einem Nebeneinander von Dichtwand, Drainagepfählen und Sickerwasserstollen.



Bild 17: Übersicht Gesamtprojekt



Bild 18: Vor der Herstellung des Stollens im Rohrvortrieb wurden Startkaverne, Zielschacht und Zielkaverne im Sprengvortrieb mit Spritzbeton aufgefahren.



Bild 19: Der Rohrvortrieb startet aus einer Kaverne heraus, jede einzelne Maßnahme muss genau durchdacht werden, es gab keine 08/15 Lösungen.

Sondermaßnahmen am Start: Vorabinjektion, Anschneiden einer Felsnase unmittelbar nach dem Start, Sonderstatik wegen "Schneidenlagerung"

Der Antransport der Vortriebsohre erfolgte über Kolksee-Brücke. Der Rohrhersteller Fa. Gollwitzer hat hierzu ein genaues Lieferprogramm festgelegt. Die Rohre wurden verdreht abgeladen, damit bei den späteren Anschlussbohrungen an die Drainagepfähle die Transportanker der Rohre nicht im Weg sind.



Bild 20: Der Transport im 90 m langen Zugangsstollen war eine sicherheitstechnische Herausforderung, die sowohl ein Sonderfahrzeug als auch einen geübten Fahrer verlangte.



Bild 21: Eine Schleuse wurde am Druckring ständig mitgeführt, alle Versorgungsleitungen wurden im Tunnel verlängert.

Für einen möglichen Havariefall wurde ein auf 4 bar bemessenes Druckschott ständig vorgehalten.



Bild 22: Für die Zielankunft wurde eine Betonplombe erstellt, in welcher die TBM freigelegt wurde

Die Ankunft der TBM erfolgte in dem 43 m tiefen Zielschacht, anschließend wurde die TBM wegen des geringen Schachtdurchmessers von 6,50 m zerlegt und auf der Dammkrone geborgen. Der gesamte Vortrieb wurde Vortrieb in 14 AT bewältigt, die Abweichung am Ziel betrug 15 mm.

Verzeichnis der Autoren

DrIng. Benjamin Aulbach	ZAI Ziegler und Aulbach Ingenieurgesellschaft mbH	Schloss-Rahe-Str. 15 52072 Aachen info@zai-ingenieure.de
DiplIng. Gebhard Dausch	Bilfinger Spezialtiefbau GmbH	Diffenéstraße 14 68169 Mannheim gebhard.dausch@civil.bilfinger.c om
DiplIng. Wolf Friedemann	Ed. Züblin AG	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart wolf.friedemann@zueblin.de
DiplIng. Harald Heinzelmann	BAUER Spezialtiefbau GmbH	BAUER-Str. 1 86529 Schrobenhausen harald.heinzelmann@bauer.de
DiplIng. Christoph Henzinger	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München c.henzinger@bv.tum.de
DrIng. Dirk Heyer	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München d.heyer@bv.tum.de
DiplIng. Axel Hillebrenner	Ed Züblin AG	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart axel.hillebrenner@zueblin.de
DrIng. Stefan Irngartinger	B+S AG	Muristraße 60 CH-3000 Bern 31, Schweiz s.irngartinger@bs-ing.ch
DiplIng. Holger Jud	Smoltczyk & Partner GmbH	Untere Waldplätze 14 70569 Stuttgart jud@smoltczykPartner.de
DrIng. Henning Lesemann	BAUER Spezialtiefbau GmbH	BAUER-Str. 1 86529 Schrobenhausen henning.lesemann@bauer.de
Erwin Mattrisch	Wayss & Freytag Ingenieurbau AG	Eschborner Landstraße 130-132 60489 Frankfurt am Main erwin.mattrisch@wf-ib.de
DrIng. Peter-Michael Mayer	Ed. Züblin AG	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart peter- michael.maver@zueblin.de
DiplIng. Frank Nenninger	KASIG-Schieneninfrastruktur- Gesellschaft mbH	Erbprinzenstr. 4-12 76133 Karlsruhe frank.nenninger@kasig.karlsruh e.de
DrIng. Stefan Opheys	ZERNA Baumanagement GmbH	Industriestraße 27 44892 Bochum oph@zerna.eu

DiplIng. Frank Otten	Ed. Züblin AG	Albstadtweg 3 70567 Stuttgart frank.otten@zueblin.de
DiplIng. Paul Pandrea	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach p.pandrea@kellerholding.com
UnivProf. DrIng. Matthias Pulsfort	Bergische Universität Wuppertal	Pauluskirchstraße 7 42285 Wuppertal pulsfort@uni-wuppertal.de
DrIng. Wolfgang Sondermann	Keller Holding GmbH	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach w.sondermann@kellerholding.c om
Dr. Walter Steiner	B+S AG	Muristraße 60 CH-3000 Bern 31, Schweiz w.steiner@bs-ing.ch
DrIng. Christian Thienert	STUVA e.V.	Mathias-Brüggen-Str. 41 50827 Köln info@stuva.de
Prof. DrIng. Martin Ziegler	RWTH Aachen	Mies-van-der-Rohe-Str. 1 52074 Aachen ziegler@geotechnik.rwth- aachen.de



Lehrstuhl und Prüfamt 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, HG., 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-Verformungs- verhalten silikatgel-injizierter Sande	1985 vergriffen
Heft	5	Gruber, N., Koreck, HW., 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, HJ.	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 UnivProf. DrIng. 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 Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und	2005
Heft	38		Beiträge zum 5. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik beim Verkehrswegebau	2006
Heft	39		Beiträge zum 6. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik - aus Schäden lernen	2007
Heft	40	Eber, W.	Measurements on the Structural Contribution to Friction in Granular Media	2007
Heft	41	Irngartinger, S.	Strömungsverhalten thermoplastischer Schmelzen in klüftigem Festgestein	2007
Heft	42	Kellner, C.	Frosthebungsverhalten von Böden infolge tief liegender Vereisungskörper	2008
Heft	43		Beiträge zum 7. Geotechnik-Tag in München, Risiko und Sicherheit in der Geotechnik	2008
Heft	44		Beiträge zum 8. Geotechnik-Tag in München, Nachhaltigkeit in der Geotechnik	2009
Heft	45	Schneider, G.	Der vollkommene Brunnen in einem geneigten anisotropen Grundwasserleiter	2010
Heft	46		Beiträge zum 9. Geotechnik-Tag in München, Wechselwirkungen Boden – Wasser - Bauwerk	2010
Heft	47	Lesemann, H.	Anwendung polymerer Stützflüssigkeiten bei der Herstellung von Bohrpfählen und Schlitzwänden	2011
Heft	48	Pelz, G.	Die Berücksichtigung einer Vorbelastung bei der Mobilisierung des passiven Erddruckes feinkörniger Böden	2011
Heft	49		Beiträge zum 10. Geotechnik-Tag in München, Wasser und Boden	2011
Heft	50	Fillibeck, J.	Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung	2012
Heft	51	Birle, E.	Geohydraulische Eigenschaften verdichteter Tone unter besonderer Berücksichtigung des ungesättigten Zustandes	2012
Heft	52		Beiträge zum 11. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Energie	2012

Heft	53	Eckl, M.	Tragverhalten von Rohrschirmdecken beim Tunnelbau im Lockergestein	2012
Heft	54	Höfle, R.	Verformungen und Ortsbruststandsicherheit bei Tunnelvortrieben in gering durchlässigen Böden	2013
Heft	55	Baumbach, J.	Beitrag zum Tragverhalten von Mikropfählen unter axial zyklischer Belastung in bindigen Böden	2013
Heft	56		Beiträge zum 12. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und industrielle Verfahren	2013
Heft	57		Beiträge zum 13. Geotechnik-Tag in München, Geotechnik und Aspekte des Tunnelbaus	2014