

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

Schriftenreihe

Herausgeber: N. Vogt

Heft 37

**50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamnt für
Grundbau, Bodenmechanik und
Felsmechanik an der TU München**

29.10.2004

und

**Beiträge zum
4. Geotechnik-Tag in München
Verfestigungskörper im Boden und
Untergrundverbesserung**

18.02.2005

München 2005

Inhaltsverzeichnis

Vorwort	1
 50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München	3
Grußwort <i>Ministerialrat Dr. A. Weiß Bayerisches Staatsministerium für Wissenschaft, Forschung und Kunst</i>	5
Geotechnik: Forschung und Entwicklung -Rückblick - <i>Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. R. Floss</i>	7
Ausblick: Was können wir im nächsten Jahrzehnt der Geotechnik erwarten? <i>Prof. Dr.-Ing. N. Vogt</i>	35
Geo und Technik: Hochgenaue Beobachtung der Erde aus dem Weltraum <i>Prof. Dr.-Ing. R. Bamler Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V. Lehrstuhl für Methodik der Fernerkundung, TU München</i>	51
 Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	67
Überblick über Bodenverfestigungs- und verbesserungsverfahren in Deutschland und Anwendungsgrenzen <i>Dipl.-Ing. U. Estermann ELE Erdbaulaboratorium Essen, Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH</i>	69
Statistische Betrachtungen zur Festigkeit von Verfestigungskörpern im Baugrund und die Ermittlung ihres charakteristischen Wertes <i>Dipl.-Ing. P. Pandrea, Keller Grundbau GmbH, Beratung & Entwicklung, Offenbach am Main Dipl.-Ing. G. Breitsprecher, Keller Grundbau GmbH, Niederlassungsleiter, Renchen</i>	81

<p>Integrität von Düsenstrahlkörpern - Bewertungskonzept für Planung, Ausführung und Kontrollen im Tunnelbau</p> <p><i>Dr.-Ing. E.W. Raabe, CDM Jessberger, Bochum</i></p> <p><i>Dipl.-Ing. W. Glitsch, DEGES, Berlin</i></p>	<p>105</p>
<p>Berechnung und Ausführung einer Rüttelstopfverdichtung in weichem Geschiebemergel</p> <p><i>Prof. Dr.-Ing. K.-M. Borchert, Dipl.-Ing. K. Deterding,</i></p> <p><i>Dr.-Ing. F. Kirsch, GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin</i></p>	<p>125</p>
<p>Boden, Wasser und Zement im Untergrund verrührt - das MIP-Verfahren</p> <p><i>Dr.-Ing. W. Schwarz, Bauer Spezialtiefbau, Schrobenhausen</i></p>	<p>135</p>
<p>Abdichtungsinjektionen mit thermoplastischen Schmelzen</p> <p><i>Dr.-Ing. K. Weber, Züblin Spezialtiefbau GmbH, Stuttgart</i></p> <p><i>Dipl.-Ing. S. Irrgarter, Technische Universität München, Zentrum Geotechnik</i></p>	<p>137</p>
<p>FMI: Verfestigungskörper im Untergrund</p> <p><i>W. Ast, Hochschule Biberach, Biberach University of Applied Sciences</i></p> <p><i>J. Polloczek, Sidla & Schönberger, Spezialtiefbau GmbH, Schöllnach</i></p> <p><i>M. Schad, Hochschule Biberach, Biberach University of Applied Sciences</i></p> <p><i>J. Wagner, Sidla & Schönberger, Spezialtiefbau GmbH, Schöllnach</i></p>	<p>149</p>
<p>Baugrundvereisung zur Verfestigung und Firstsicherung beim Bahnsteig-Erweiterungstunnel U3/U6 in München</p> <p><i>Dipl.-Ing. L. Eicher, Bau-Referat U-Bahn-Bau der LH München</i></p> <p><i>Dipl.- Ing. F. Bayer, Max Bögl GmbH & Co. KG, Zentralbereich Tunnelbau, München</i></p> <p><i>Prof. Dr.-Ing. N. Vogt, Zentrum Geotechnik, Technische Universität München</i></p>	<p>163</p>

Grundwasserbedingte Probleme mit Düsenstrahldichtsohlen - Beispiele aus Innsbruck -	173
<i>Dr.-Ing. A. Schubert, Beratende Ingenieure für Geotechnik, Olching</i>	
<i>Dipl.-Ing. S. Koslowski, Stump Spezialtiefbau GmbH, Ismaning</i>	
Maßnahmen zur Baugrundverfestigung im Vorhof des Schlosses Schwerin	179
<i>Dipl.-Ing. G. Stephan, Bilfinger Berger AG, Niederlassung Spezialtiefbau, Geschäftsstelle Erfurt</i>	
<i>Dipl.-Ing. U. Leubecher, Bilfinger Berger AG, Niederlassung Spezialtiefbau, Geschäftsstelle Erfurt</i>	
Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung - Statentunnel Rotterdam - Schlitzwandarbeiten und Bodenverbesserungsmaßnahmen aus der Sicht des Bauunternehmers	195
<i>Dipl.-Ing. J. Glückert, Dr.-Ing. A. Hartmann, Züblin Spezialtiefbau GmbH</i>	
Dichtkörper beim maschinellen Tunnelbau	217
<i>Dr.-Ing. J. Schwarz, DYWIDAG Bau GmbH, vormals WD Engineering GmbH</i>	
Verzeichnis der Vortragenden	227
Verzeichnis der Schriftenreihe	229

Vorwort des Herausgebers

Das vorliegende Heft dokumentiert zwei Veranstaltungen, die das Zentrum Geotechnik im vergangenen Halbjahr organisiert hat: ein Fest anlässlich des **50-jährigen Bestehens** des Lehrstuhls am 29.10.2004 und den vierten "Geotechnik-Tag in München" am 18.02.05 zum Thema "**Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung**" und gleichzeitig zum Anlass des 70. Geburtstags von Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Rudolf Floss. Beide Ereignisse fanden mit über 350 bzw. 400 Teilnehmern aus Wirtschaft, Forschung und Verwaltung im Auditorium Maximum der Technischen Universität München statt und erfüllten den Wunsch der Veranstalter, ein Forum des Gedankenaustausches für viele geotechnisch interessierte Ingenieure zu bieten.

Beide Veranstaltungen glänzten durch besondere Beiträge, deren Schriftfassungen im vorliegenden Mitteilungsheft zusammengefasst sind. Einige Beiträge, wie die philosophisch-akrobatische Einlage zum Thema Bauen und Streben nach Höherem, von Peter Spielbauer musste man erleben – sie lassen sich drucktechnisch nicht wiedergeben. Ich danke nochmals herzlich allen Vortragenden und Mitwirkenden für ihr Engagement.

Zur 50-Jahr-Feier: Der Lehrstuhl wurde nach Antrag 1954 vom Bayerischen Kultusministerium genehmigt, und im selben Jahr wurde Herr Professor Dr.-Ing. Richard Jelinek zum ersten Ordinarius berufen. Er war gleichzeitig zum Direktor des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik bestellt. Die Ursprünge dieses Instituts, heute Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik, reichen weiter zurück - auf das 1939 gegründete Erdbauinstitut sowie auf die zuvor bestehende Bodenprüfstelle der Bayerischen Straßenbauverwaltung. Schon damals wurde wie heute immer wieder umstrukturiert, profiliert, konzentriert, optimiert und in der Entstehungsgeschichte sind vermerkt: Lehrstuhl für städtisches Ingenieurwesen, für Straßenbau, Erdbauinstitut, Bodenprüfstelle, Institut, Prüfamts für Grundbau und Bodenmechanik; Felsmechanik.

In der Leitung der Institution zeigte sich dagegen hohe Konstanz: Nach 26 erfolgreichen Aufbaujahren unter Herrn Prof. Dr.-Ing. Richard Jelinek folgten bis 2001 21 fruchtbare Jahre unter Herrn Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Rudolf Floss, der einen hier abgedruckten Rückblick über Forschung und Entwicklung in der Geotechnik gab. Der aktuelle Ordinarius wagt daneben einen Ausblick auf das kommende Jahrzehnt in unserem Fachgebiet. Der von Herrn Prof. Dr.-Ing. Richard Bamler gehaltene Festvortrag "Geo und Technik: hochgenaue Beobachtung der Erde aus dem Weltraum" vermittelte uns hochinteressante und überraschend präzise Blicke auf die Erde, auf die Sie in seinem schriftlichen Beitrag nochmals zurückblicken können.

Die Gäste haben zur Feier mit Spenden von mehr als 5.800 € beigetragen, die dem Projekt einer "Wasserschule" in Eritrea zugute gekommen sind. Vielen Dank!

Zum Geotechnik-Tag: Bauen mit Boden und – ohne den Werkstoff zunächst unmittelbar handhaben zu können – im Boden, stellt in der Geotechnik eine besondere Herausforderung dar, zumal wenn dabei Verfestigungskörper entstehen, die Aufgaben mit sehr hoher bautechnischer Bedeutung, wie z.B. wasserdruckhaltende Unterfangungen, zu übernehmen haben. Die Tagungsbeiträge stellen die in Deutschland gebräuchlichen Verfahren vor, beleuchten sie kritisch, zeigen Beispiele und Grenzen und geben Hinweise zu Planungen und Bemessungen, welche für Verfestigungskörper auch in der neuen DIN 1054 nur zu geringem Teil geregelt sind.

Insbesondere der letzte Block der Tagung war **Herrn Prof. Floss** gewidmet und im vorliegenden Heft sind Auszüge aus der Laudatio und den Festvorträgen wiedergegeben, deren Themen sich entsprechend den Interessen des Jubilars gut mit dem Tagungsthema verbinden.

München, im Mai 2005, Norbert Vogt

50 Jahre

**Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau,
Bodenmechanik und Felsmechanik
an der TU München**

Grußwort

1954, vor genau 50 Jahren, wurde der heutige Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik mit Zustimmung des Bayerischen Staatsministeriums für Unterricht und Kultus errichtet und hat sich in dem halben Jahrhundert seines Bestehens - ungeachtet der einen oder anderen Umbenennung - als feste und konstante Größe innerhalb der Fakultät für Bauingenieur- und Vermessungswesen erwiesen. Zu diesem beachtlichen Jubiläum darf ich Ihnen im Auftrag von Herrn Staatsminister Dr. Goppel den herzlichen Glückwunsch des Staatsministerium für Wissenschaft, Forschung und Kunst übermitteln.

Zu den Erfolgsgeheimnissen des Lehrstuhls gehört rückblickend vielleicht sein besonders intensiver Anwendungsbezug, der durch die traditionelle Verbindung mit dem gleichnamigen Prüfamt in idealer Weise begünstigt worden ist. So konnten stets die aktuellsten Ergebnisse wissenschaftlicher Forschung unmittelbar praktisch umgesetzt werden, während die Herausforderungen der Praxis immer wieder neue Forschungsinitiativen in Gang gesetzt und auch die Lehre maßgeblich beeinflusst haben. Lange bevor das Schlagwort vom Technologietransfer in aller Munde war, wurde am Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik mit Selbstverständlichkeit ein konsequenter und effizienter Transfer von modernen Technologien in die freie Wirtschaft und die Bauverwaltung betrieben. Und so wie Technologietransfer nach heutigem Verständnis nicht als Einbahnstraße zu verstehen ist, so hat der Lehrstuhl in all den Jahren von der Hinwendung zur Praxis sichtlich profitiert. Besonders hervorgehoben sei die unabhängige Gutachtertätigkeit des Zentrums, die auf einem hoch spezialisierten Gebiet, wo es vielfach um enorme Sachwerte geht, auch einen eminent wichtigen gesellschaftspolitischen Auftrag erfüllt. Das Renommee als erstklassiges und in Bayern inzwischen einzigartiges Kompetenzzentrum, das sich Lehrstuhl und Prüfamt dabei erworben haben, spricht für sich.

Aus der Ausbildung ist die Arbeit des Lehrstuhls nicht wegzudenken. Hier werden die angehenden Bauingenieure mit so grundlegenden Themen wie Bodenbeschaffenheit und Bodeneigenschaften, Boden als Baustoff oder auch der Errichtung von Stützkonstruktionen und dem Aussperren von Grundwasser aus Baugruben konfrontiert, ohne deren Beherrschung ihre künftige berufliche Tätigkeit nicht vorstellbar ist. Auf Studenten, die sich nach dem Grundstudium ganz gezielt im Bereich von Grundbau und Bodenmechanik spezialisieren wollen, wartet darüber hinaus eine Fülle interessantester Forschungsthemen, die sich in den vielfältigen Arbeitsschwerpunkten des "Zentrums Geotechnik" - so die inzwischen gebräuchliche Bezeichnung des Lehrstuhls - und der reichhaltigen Veröffentlichungsliste widerspiegeln.

In den fünfzig Jahren seines Bestehens hat der Lehrstuhl für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik unter der Ägide der bisherigen Lehrstuhlinhaber - Prof. Jelinek, Prof. Floss und heute Prof. Vogt - unermüdlich den Blick auf neueste Methoden, Verfahren und die ständig wechselnden wissenschaftlichen und technischen Herausforderungen gerichtet. Es nimmt daher nicht wunder, dass ein zentrales Thema des heutigen Festkolloquiums auch der Ausblick des amtierenden Lehrstuhlinhabers sein wird: "Was können wir im nächsten Jahrzehnt von der Geotechnik erwarten?" Ich bin überzeugt, dass wir von der Geotechnik und dem ihr gewidmeten Lehrstuhl noch viel erwarten können - dafür gelten Ihnen meine besten Wünsche.

München, im Oktober 2004

A handwritten signature in black ink, appearing to read 'A. Weiß'.

Dr. Adalbert Weiß
Ministerialdirigent

Bayerisches Staatsministerium
für Wissenschaft, Forschung und Kunst

Geotechnik Forschung und Entwicklung - Rückblick -

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing E.h. Rudolf Floss

Geleitwort

Sehr geehrte Festgäste, sehr verehrte Kolleginnen und Kollegen meiner Fakultät,

das Jubiläum des Institutes – 50 Jahre Lehrstuhl und 30 Jahre Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik – verdient und verlangt eine Rückschau auf die wissenschaftlich - technischen Leistungen in den zurückliegenden Jahrzehnten.

Es geht darum, mit der Rückschau die Leistungen des Institutes zu würdigen und daraus zu erkennen, was in Zukunft zu tun und in einer zielnahen Vorausschau zu planen ist. Die wissenschaftliche Forschung und Entwicklung sowie der damit erreichte Technikfortschritt sollen Gegenstand meines Vortrags sein. Die Zielvorgaben auf diesen Gebieten gehören von jeher und auch in Zukunft zu den universitären Kernaufgaben des Institutes. Die nutzbringende Lösung dieser Aufgaben bedarf zugleich und unabdingbar einer höchst intensiv und offensiv ausgeübten Ingenieurpraxis.

Pro memoria möchte ich diesen Jubiläumsvortrag ganz persönlich meinen ehemaligen Mitarbeiterinnen, Mitarbeitern und Doktoranden als Dank für das gemeinsam geschaffene Forschungswerk widmen. Ein solches Werk kann nur in Gemeinschaft gelingen und sich fruchtbar auswirken, wenn die Aufgaben von allen mitgetragen und gemeinsam tatkräftig vorwärts bewegt werden.

1 Profil der Geotechnik

Die Geotechnik gehört zu den traditionellen Ingenieurdisziplinen des Bauingenieurstudiums (Bild 1). Sie ist mit wesentlichen Aufgabenbereichen des konstruktiven Ingenieurbaues verknüpft. Das breit angelegte Tätigkeitsfeld reicht von der mathematisch - mechanischen und physikalisch – chemischen Modellierung der mehrphasigen Stoffe Boden und Fels bis hin zu den Ingenieurbauweisen und technologischen Verfahren.

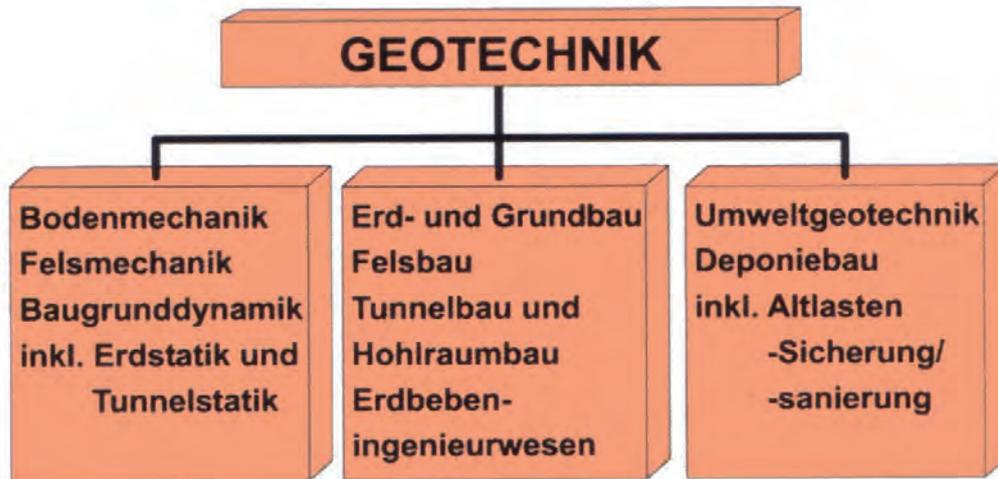


Bild 1 Wissenschaftsdisziplinen der Geotechnik

Die geotechnischen Fachgebiete stehen in vielseitigen Interaktionen mit anderen ingenieurwissenschaftlichen, naturwissenschaftlichen, rechts- und gesellschaftswissenschaftlichen Disziplinen (Bild 2). Die Geotechnik verantwortet wesentliche Bauleistungen und Innovationen auf nahezu allen Gebieten der öffentlichen und privaten Bautätigkeiten. Sie nimmt dementsprechend einen technisch wie wirtschaftlich mitbestimmenden, oft entscheidenden Stellenwert ein.

Die geotechnische Sicherheit von Bauwerken aller Art gehört im Zusammenhang mit dem Baugrundrisiko zu den wichtigsten Aspekten bei der Planung und Ausführung. Der für die geotechnischen Fachgebiete qualifizierte Bauingenieur mitverantwortet die Realisierung, die Standsicherheit und die Gebrauchstauglichkeit der Bauwerke sowie die Nutzung von Boden und Fels als Bau- und Rohstoff.

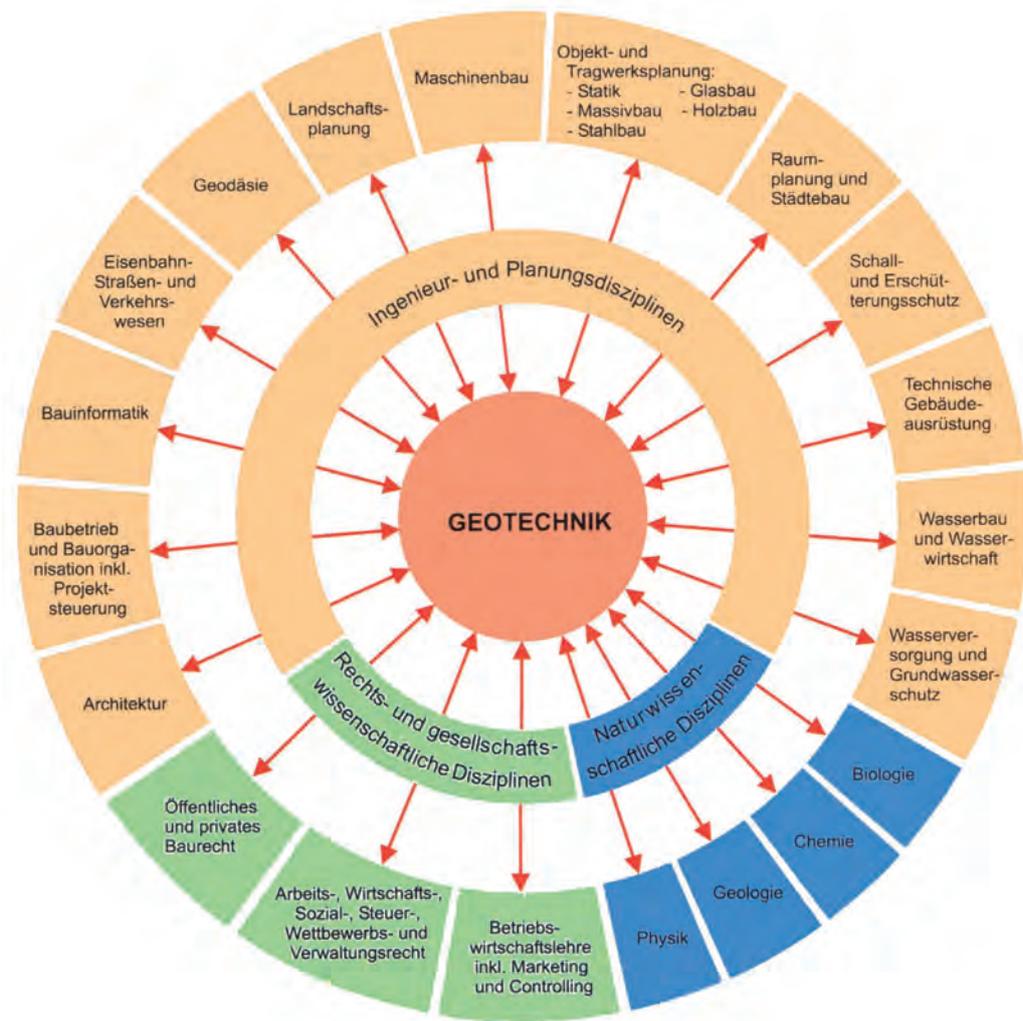


Bild 2 Geotechnik - interdisziplinäre Interaktion

2 Synergiewirkungen zwischen Lehre und Forschung

Wegen dieses bedeutsamen Innovations- und Wirtschaftseffektes ist die geotechnische Forschung sowohl wissenschafts- als auch anwendungsorientiert auszurichten und stets in zeitgemäßer Verbindung in die Lehre einzubringen. Die Erfahrung lehrt, dass eine anwendungsorientierte Forschung in der Geotechnik die Erkenntnisse der Grundlagenforschung aus verschiedenen Wissenschaftsgebieten braucht, zugleich aber auch neue Grundlagenforschung in Bewegung bringt. Es kommt darauf an, diese Wirkungsketten zu erkennen und zu realisieren.

Diese Realisierung setzt in Betracht des Institutes die nunmehr seit 30 Jahren praktizierte Symbiose von Lehrstuhl und Prüfamt als funktional und organisatorisch zusammengehörige Einheit unabdingbar voraus. Nur in dieser Symbiose befruchten sich Lehre und Forschung in gegenseitigem, rationalen Nutzen.



Bild 3 Institutsgebäude seit 1974

In den Nachkriegsjahren bestand für das Institut zunächst dringender Nachholbedarf dahingehend, den internationalen wissenschaftlich – technischen Kenntnisstand aufzuholen, den Wiederaufbau des Landes durch kompetente Ingenieurarbeit zu unterstützen und den Technologiefortschritt zu verbreiten. Diese Herausforderungen erbrachten ein rasch anwachsendes Erfahrungspotential, steigerten die Forschungsintensität, führten zu fortwährend aktualisierter Lehre und zur personellen und sächlichen Erweiterung des Institutes (Bild 3).

Der Transfer von Technologien, Bauverfahren und Untersuchungsmethoden wurde in starkem Maße entwickelt. Forschung und Entwicklung konzentrierten sich damals auf bedarfsorientierte Praxisthemen, wie das Tragverhalten von Pfahlgründungen sowie Erd- und Felsankersystemen, auf die Erprobung der Schlitzwand-, Injektions- und Dichtwandtechnik, auf die Bodenverbesserung und Qualitätsprüfung bei Verkehrs- und Industriebauwerken. Zur Grundlagenforschung gehörten Beiträge zum Spannungs- Verformungsverhalten von Böden, zur Dauerstandfestigkeit von Böden bei statischer und dynamischer Belastung und zu dynamischen Bodenuntersuchungen.

Die Forschung hat auch in den letzten zwei Jahrzehnten von 1980 bis 2000 einen herausragenden Stellenrang eingenommen, die wissenschaftliche Entwicklung des Institutes geprägt und ganz wesentlich zur Wissensmehrung, zur Entwicklung von Bauweisen und Technologien sowie zur Sicherheit von geotechnischen Bauwerken beigetragen. Die Kernaufgaben der Forschung fanden ihre Fortsetzung. Die Schwerpunkte mussten auf neue zukunftsorientierte und wissenschaftspolitisch bevorzugte Bedarfswelder ausgerichtet werden. Auftraggeber waren wissenschaftliche Forschungsträger, Bauverwaltungen und Industrien.

Zu den Zielrichtungen der Forschung und Entwicklung gehörten im Allgemeinen:

- **in der Grundlagenforschung** das gesetzmäßige Stoffverhalten von Boden und Fels unter kurz- und langzeitiger statischer und dynamischer Belastung,
- **in der Sicherheitsforschung** die Untersuchung der probabilistischen Einflussfaktoren des Baugrundes auf die Stabilität der Bauwerke,
- **in der anwendungsorientierten Forschung und Entwicklung** die Erprobung und wissenschaftliche Fundierung neuer Technologien und Bauweisen,
- **in der Untersuchungstechnik** die Fort- und Neuentwicklung von qualitäts- und beweissichernden Prüf- und Messverfahren.

Das Sonderheft Nr. 29 der Institutsschriftenreihe beinhaltet dokumentarisch die in der Zeit von 1980 bis 2000 allein für öffentliche Forschungsträger ausgeführten Forschungs- und Entwicklungsprojekte, insgesamt 51 an der Zahl, gegliedert in 11 Themengruppen:

- Zuverlässigkeitstheorie in der Bodenmechanik
- Bodendynamik
- Felsmechanik, Tunnelbau
- Qualitätssicherung im Erdbau
- Verbundwirkung bewehrter Erdkörper
- Eigenschaften von Geokunststoffen
- Spannungs- und Stabilitätsanalysen
- Grundwasserschutz an Verkehrsanlagen
- Dichtungs-, Filter- und Dränmaterialien
- Deponiebauwerke
- Feste Fahrbahnen

Dieses beträchtliche Forschungswerk des Institutes deckte vielseitige, bedeutsame Bedarfserfelder ab; es fand Anerkennung und Niederschlag in Wissenschaft und Ingenieurpraxis gleichermaßen.

Exemplarisch seien einige Gebiete kurz angesprochen:

- Ein besonders aktiv und kreativ betriebenes Hauptaufgabengebiet des Institutes war die Messung von Verformungen im Boden und am Bauwerk, an Pfählen, Brücken und verankerten Wänden. Mit Hilfe der aus den Messprogrammen gewonnenen Erkenntnisse konnten schwierigste Bauwerksgründungen und tiefe Baugruben auf wissenschaftlicher Basis begleitet werden.
- Zur Zuverlässigkeitstheorie kamen die ersten deutschen Beiträge geotechnischen Inhaltes aus dem Münchner Institut und haben Eingang in die Vorschriften gefunden. Die gewichtigen Begriffe „Baugrundrisiko und geotechnische Kategorien“ erhielten damit eine rationale Grundlage.
- Weitere Forschungsthemen befassten sich mit der Veränderung von Spannungen im Boden und Fels und dem damit verbundenen Stabilitätsverlust, insbesondere bei Böschungen.
- Ein anderes schwieriges Teilgebiet betraf den Transport kontaminierten Grundwassers unter Verkehrsanlagen und Deponiebauwerken. Auch diese Ergebnisse fanden Eingang in die Praxis und das Richtlinienwerk.

- Wissenschaftliche Aufmerksamkeit in der geotechnischen Fachwelt riefen die großmaßstäblichen Versuche an Kleinbohrpfählen unter axial-zyklischer Belastung hervor. Die Erkenntnisse haben Eingang in die normative Bemessung von Pfählen gefunden.
- Das Institut hat sich schon früh mit Teilproblemen der nichtlinearen Bodendynamik, auch experimentell befasst. Eine für die Praxis wichtige Entwicklung war z. B. die Untersuchung von dynamischen Vorgängen bei der Vibrationsverdichtung im Boden. Sie ermöglichte die Mitwirkung bei der Entwicklung von prozessgesteuerten Maschinensystemen. Als besondere Pionierleistung gilt die erfolgreiche Erprobung einer nahezu vollständigen, flächendeckenden und arbeitsintegrierten Qualitätskontrolle bereits während des Verdichtungs Vorganges. Diese sogenannte FDVK - Qualitätssicherung konnte bereits 1997 in die Erdbauvorschriften eingeführt werden. Sie hat seitdem sowohl national als auch weltweit eine neue Dimension im Prüfwesen eröffnet.
- Auf dem Gebiet der Geokunststoffe hat das Institut von Anfang an die technisch – wissenschaftliche Entwicklung mitbestimmt und ununterbrochen eine Spitzenstellung in Forschung und Entwicklung mit nationalem und internationalem Ruf eingenommen. Die vielfältigen Verwendungsmöglichkeiten von Geokunststoffen für die Baupraxis wurden hier schon sehr frühzeitig erkannt. Zahlreiche Forschungsarbeiten über das Materialverhalten, die Bewehrungswirkung in Erdkörpern sowie über die Drän-, Filter- und Trenneigenschaften der Geokunststoffe belegen die Kompetenz und initiative Rolle des Institutes.

3 Beispiele für innovative wissenschaftliche Forschung und praxisorientierte Entwicklung (1980 –2000).

Die anschließende Bilderfolge soll einige Eindrücke über wissenschaftlich – technische Arbeiten des Institutes im vorbenannten Zeitraum vermitteln. Leider kann das hier aus Zeit- und Platzgründen nur auf sehr exemplarische Weise - ohne längeren Kommentar - geschehen.

Die Beispiele sollen erkennen lassen, wie Forschung, Entwicklung und Technologietransfer in enger wechselseitiger Verknüpfung plangezielt ausgeübt werden müssen, um daraus unmittelbaren Nutzen für die Gesellschaft zu gewinnen. Es soll auch erkannt sein, dass die Forschung auf den Gebieten der Geotechnik neben den allgemein nutzbaren wissenschaftlichen Methoden und Hilfsmitteln zusätzlich das Baufeld als „quasi – Versuchslabor“ zur Erprobung benötigt.

3.1 Bodendynamische Untersuchungen an Bahngleisen

Die Forschungsschwerpunkte betreffen bodendynamische Untersuchungen an Bahngleisen unter Betrieb:

- Erforschung der dynamischen Beanspruchung des Untergrundes von Eisenbahngleisen bei Fahrgeschwindigkeiten bis 300 km / h und Achslasten bis zu 250 kN.
- Begleitende Forschung im Labor über das Tragfähigkeits- und Fertigkeitsverhalten von Böden bei dynamischer Dauerbelastung und dreiaxialen Spannungszustand.



Bild 4



Bild 5



Bild 6

3.2 Bodendynamische Messungen an Brückenpfeilern

Forschungsversuche zur Ermittlung der Bodensteifigkeit und Massenträgheit der Unterbauten der Sinntalbrücke im Zuge der Hochgeschwindigkeitsstrecke Hannover – Würzburg. Statische und dynamische Belastungsversuche mittels Spannglied an Pfeilerköpfen in 18,00 m Höhe.

Messungen: Kraft- und Verschiebungsgrößen, Sohldruckänderung, Fundamentbewegungen und Auslenkung Pfeilerkopf, Dehnungen und Stauchungen im Beton

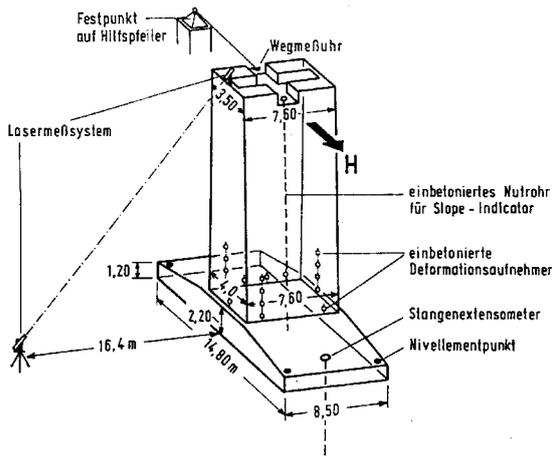


Bild 7



Bild 8



Bild 9

3.3 Bodendynamische Forschung im Labor und Modell

3.3.1 Großmaßstäbliche Probelastungen

Großmaßstäbliche Probelastungen an Verpress-Bohrpfählen kleinen Durchmessers unter axial – zyklischen Belastungen im Versuchsstand der Institutshalle. Wechselbelastungen Druck / Zug und Druckschwellbelastungen in Abhängigkeit von Lastamplitude und Anzahl der Zyklen (bis zu 200.000 Lastwechsel).



Bild 10



Bild 11



Bild 12

3.3.2 Forschungsversuche im Labor

Materialverhalten bei zyklischer Drehung der Hauptspannungsrichtungen im tordierenden Triaxialgerät. Untersuchungen zur Materialdämpfung und Superposition in der Bodendynamik.

3.4 Aufgaben zur Felsmechanik

Die Forschung zur Felsmechanik beinhaltet Beiträge über Spannungen, Verformungen und Bruchvorgänge bei Hohlraumbauwerken und Talhängen, über die Tragfähigkeit von Bohrpfehlen in

Fels, über die probabilistische Standsicherheit von Felskeilen sowie die wissenschaftliche Ausführung von geotechnischen Messungen an Felsböschungen und im Tunnel- und Kavernenbau.

3.4.1 Herstellung einer zweiteiligen Bogenbrücke

Herstellung einer zweiteiligen Bogenbrücke als Stahlbetonkasten mit aufgeständerter Fahrbahn (Argentobelbrücke 230 m Länge, Baujahr 1985).

Aufnahme der Bogenkräfte in den Kämpfern durch Felsanker. Das Ablassen der beiden Bogenhälften verursacht stark wechselnde Lastkombinationen aus Normalkräften und Biegemomenten. Verankerung der Ablassblöcke mit 18 m langen Felsankern (Tragkraft bis ca. 1.400 kN).

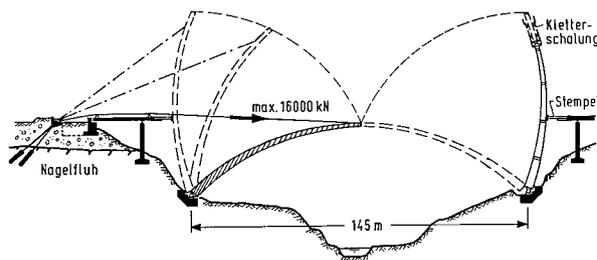


Bild 13

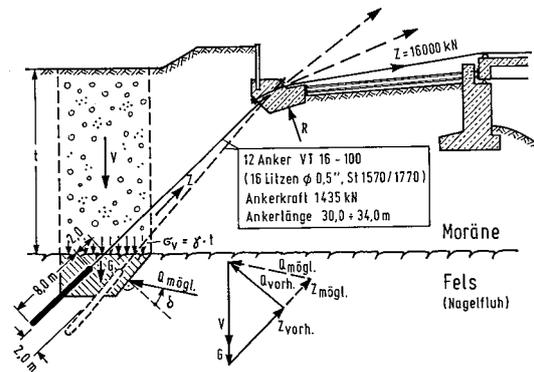


Bild 14



Bild 15

3.4.2 Felsmechanische Untersuchungen beim Bau der Funkübertragungsstelle der Deutschen Bundespost auf der Zugspitze

Die Baumaßnahmen umfassten zwei lange Antennenbrücken auf der Nord- und Südseite, Verbindung mit Tunnel unter dem Münchner Haus, 30 m langes Technikerhaus.

Zu den Aufgaben gehörten komplizierte Problemstellungen bezüglich der Bauwerksgründungen, Sicherung des Felsabtrages und des gesamten Gipfelstocks durch Felsanker und Felsnägel unter Permafrostbedingungen.

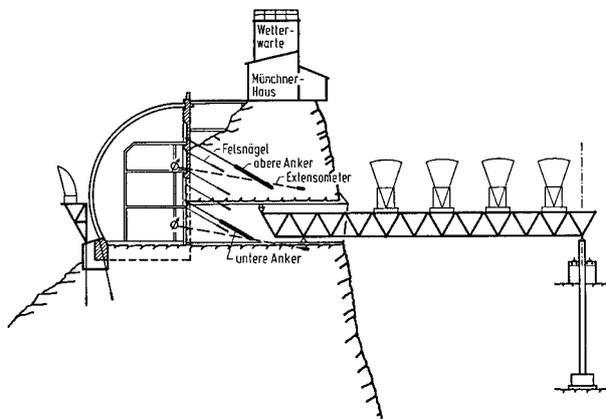


Bild 16



Bild 17

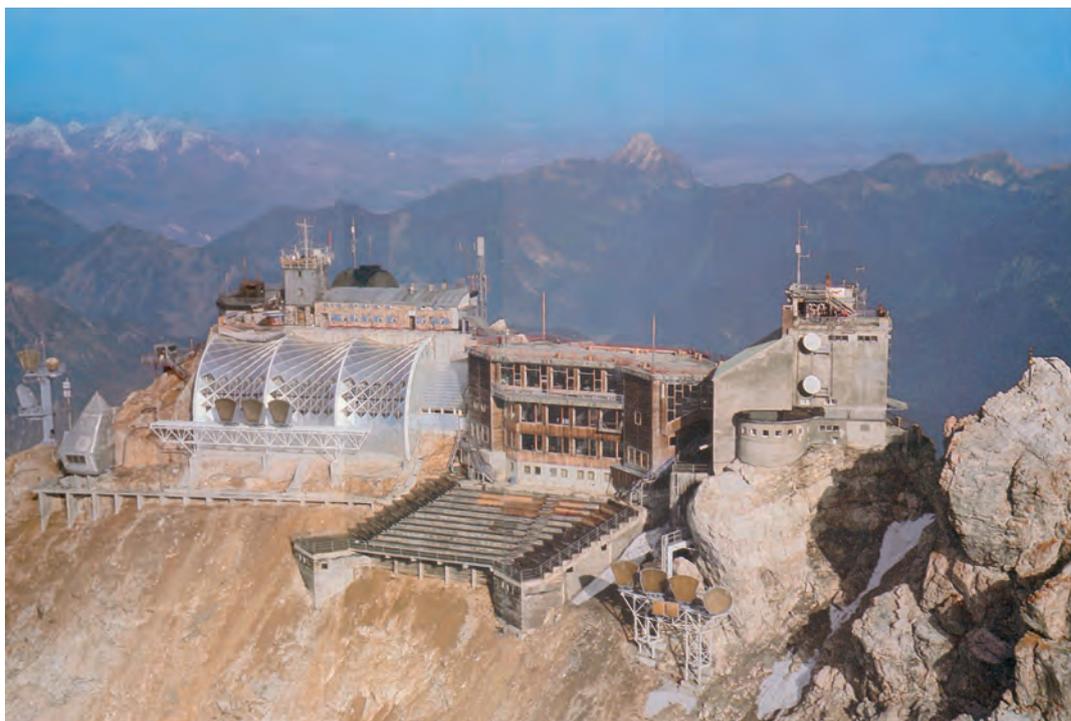


Bild 18

3.5 Tunnelbauten

Ingenieur – wissenschaftliche Arbeiten, baubegleitende Sicherungen durch Messtechnik, Mitwirkung bei neuen Bauweisen und bei der Erprobung von Bauteilen im U-Bahn-Bau, bei den Tunnelbauwerken des Flughafens München und den Neubaustrecken der Deutschen Bahn AG.



Bild 19



Bild 20



Bild 21

3.6 Kavernenbauten

3.6.1 Grundlagenuntersuchungen

Grundlagenuntersuchungen über Gestaltung und Sicherung von großen Felshohraumbauten (Kavernen) in Abhängigkeit von Umfang und Güte der felsmechanischen Vorinformationen.

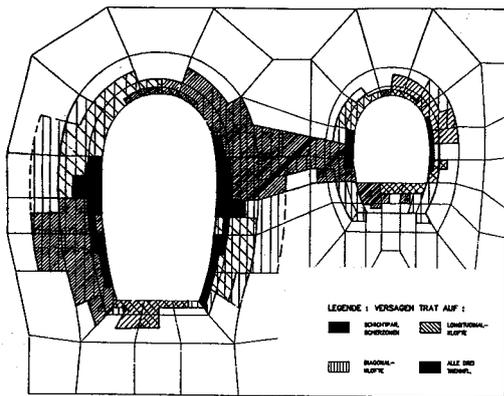


Bild 22

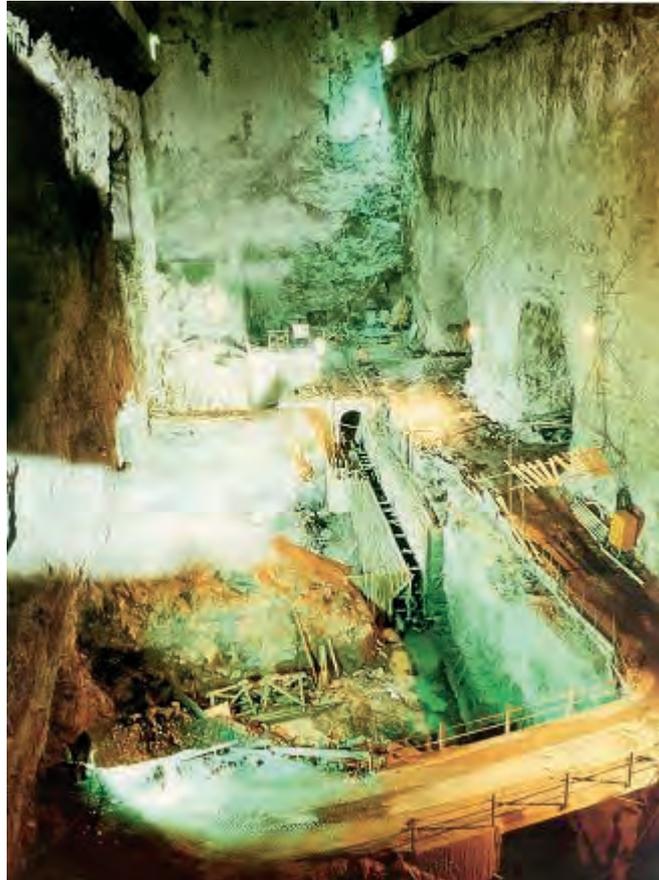


Bild 23

3.6.2 Herstellung der Parkkaverne Landsberg

Stufenweiser Ausbruch der Ulmenstollen und des Kernstücks der Kaverne in Teilschnitten in Verbindung mit der Spritzbetonbauweise in quartären Kiesen und bindigem Tertiär, Messungen der Kavernenverformungen und Oberflächensetzungen.



Bild 24

3.7 Flächendeckende Dynamische Verdichtungskontrolle (FDVK)

Wissenschaftliche Untersuchung und Erprobung des Messsystems für die Qualitätssicherung bei der Bodenverdichtung im Erdbau sowie bei Verdichtungsarbeiten im Verkehrswegbau.

3.7.1 Erprobung von integrierten Mess- und Dokumentationssystemen im BOMAG-Versuchsstand sowie auf großflächigen Baufeldern bis hin zur GPS – Nutzung.

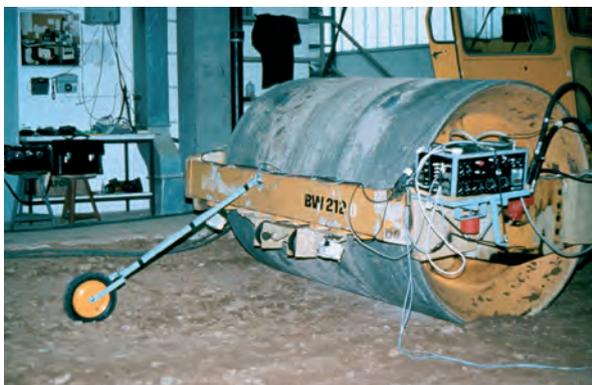


Bild 25



Bild 26



Bild 27

3.7.2 Schema einer messtechnischen Ausrüstung von Vibrationswalzen (BOMAG-System) mit Messgeräten für die Aufnahme der Beschleunigungssignale und automatischen Dokumentationssystemen

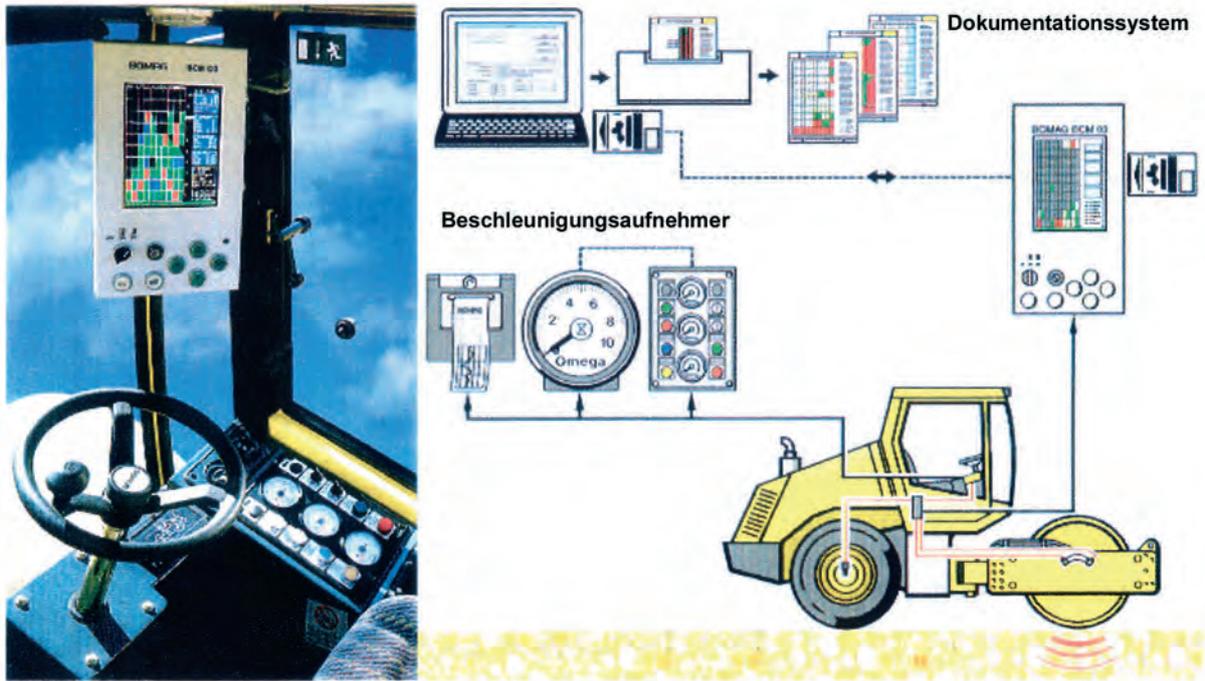


Bild 28

3.7.3 Beispiele der praktischen Anwendung (Flughafen Franz-Josef-Strauß München, ICE Neubaustrecke Nürnberg – Ingolstadt, Deponieabdichtung RWE Power)



Bild 29



Bild 30



Bild 31

3.8 Statistische Qualitätssicherung und Entwicklung punktueller Prüfverfahren

3.8.1 Grundlagenforschung zur statistischen Qualitätssicherung im Erdbau

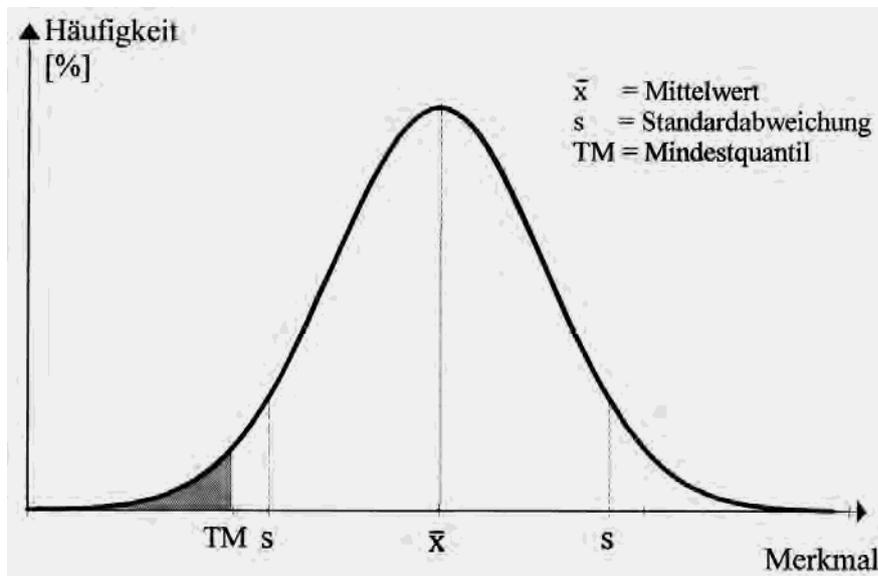


Bild 32

3.8.2 Wissenschaftliche Mitwirkung bei der Entwicklung und Erprobung von Prüfgeräten:

- Dynamisches Plattendruckgerät für die Prüfung der dynamischen Steifigkeit des Bodens.
- Radiometrische Oberflächensonde für Dichte- und Wassergehaltsmessungen
- Vibrationssonde für Prüfungen in beengten Arbeitsräumen.



Bild 33



Bild 34

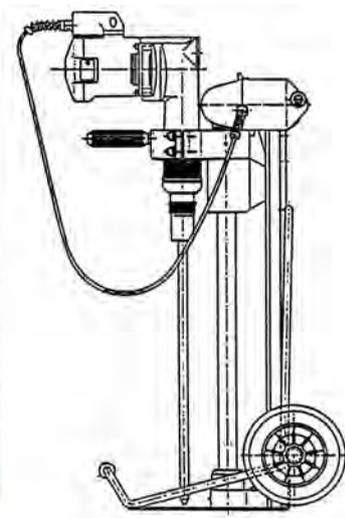


Bild 35

3.9 Geokunststoffe

Erforschung der bautechnischen Eigenschaften von Geokunststoffen im Zusammenhang mit der Entwicklung von neuen geotechnischen Bauweisen.



Bild 36

Entwicklung neuartiger Prüfgeräte und Forschungsversuche über das Kraftdehnungsverhalten, das zeit- und temperaturabhängige Materialverhalten, die Festigkeit bei Zug- und Scherbeanspruchung unter statischer und dynamischer Beanspruchung sowie über die Materialdurchlässigkeiten.



Bild 37



Bild 38

3.10 Geokunststoff - bewehrte Erdkörper und Foundationsschichten

Forschungsarbeiten über das Trag- und Verformungsverhalten von bewehrten Zweischichtsystemen und über den Einfluss von vorgespannten Geokunststoffen auf Verformungen, Plastifizierungen, Spannungen, Dehnungen und Zugkräfte der Bewehrung.

3.10.1 Sicherung der Sportanlage Prien

Sicherung der Sportanlagen Prien durch eine Tragschicht mit plangemäß vorgespannter Geogitterbewehrung als Immobilisierungsmaßnahme für den wenig tragfähigen Untergrund im Chiemsee – Vorland.



Bild 39



Bild 40

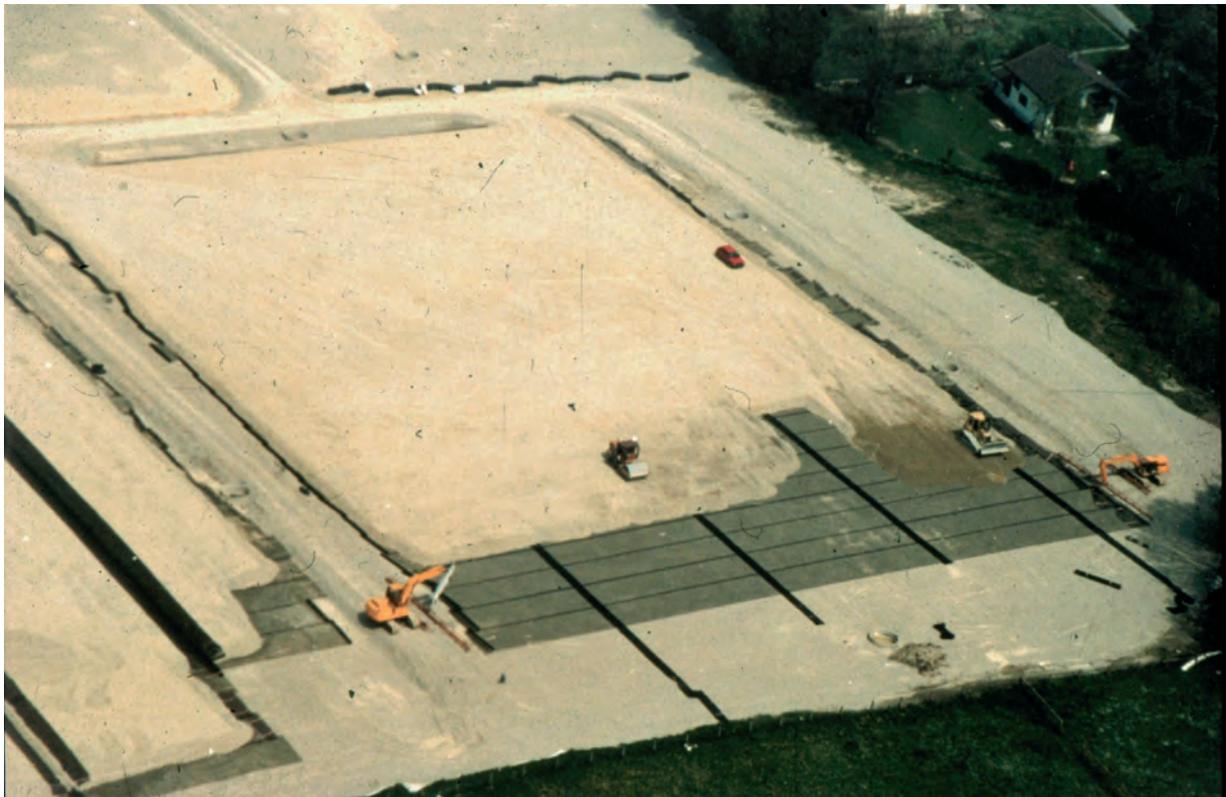


Bild 41

3.10.2 Querung des Hochmoores „Wasenmoos“ bei Füssen im Zuge des Neubaus der BAB A 7

Ausführung als sogenannte „Schwimmende Gründung“ durch Teilaustausch des Moores gegen Felsmaterial und mehrlagige Bewehrung des Autobahnunterbaues und Untergrundes mit Geo- kunststoffen.



Bild 42



Bild 43



Bild 44

3.10.3 Sechsspuriger Neubau der A 9 Nürnberg – Hof – Berlin

Untersuchung der optimalen Trassenführung im Bereich Fränkischer Albauftstieg (Hienberg) mit Richtungsfahrbahnen für Berg- und Talfahrt. Gründung der Tal- und Hangbrücken. Sicherung der Hangdämme und Hangböschungen.

Steilverbau eines Hanganschnittes im Hienbergauftstieg der A 9 mit geokunststoff – bewehrtem Autobahndamm. Messprogramm (Erddruck, Verformungen) zum Studium des Verhaltens der Bauweise und zur Sicherung der Autobahn unter Betrieb.

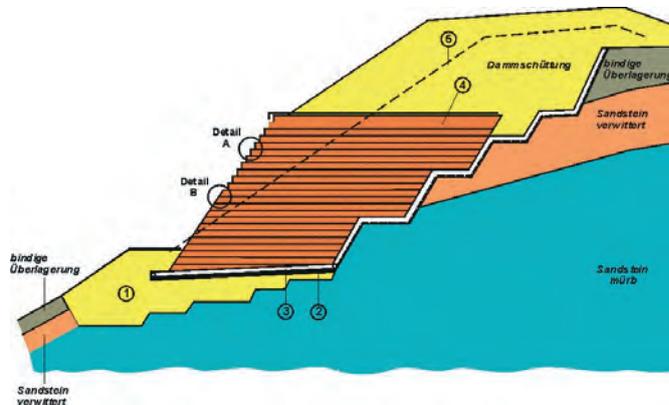


Bild 45



Bild 46



Bild 47

3.10.4 Standstreifenausbau der BAB A8 am Chiemsee

Messtechnische Untersuchungen und Probelastungen für den geogitterbewehrten Erd- und Fahrbahnkörper im Bereich der Tiroler-Achen-Brücke mit temporärer Baufeld- und Fahrbahnsicherung während der Bauphase unter Verkehr.



Bild 48



Bild 49



Bild 50

3.11 Grundwasserschutz an Verkehrsflächen

Forschungsarbeiten über:

- Eigenschaften und bautechnische Eignung von natürlichen und künstlichen Dichtungs-, Filter- und Dränbaustoffen;
- Entwicklung von Bauweisen und wissenschaftliche Mitwirkung bei Baumaßnahmen für den Boden- und Grundwasserschutz an Verkehrsflächen in Schutzgebieten der Wassergewinnung;
- Risikobetrachtungen bei Maßnahmen zum Grundwasserschutz.

3.11.1 Autobahn A 96 Schutzmaßnahmen im Trinkwassergewinnungsgebiet Leutkirch

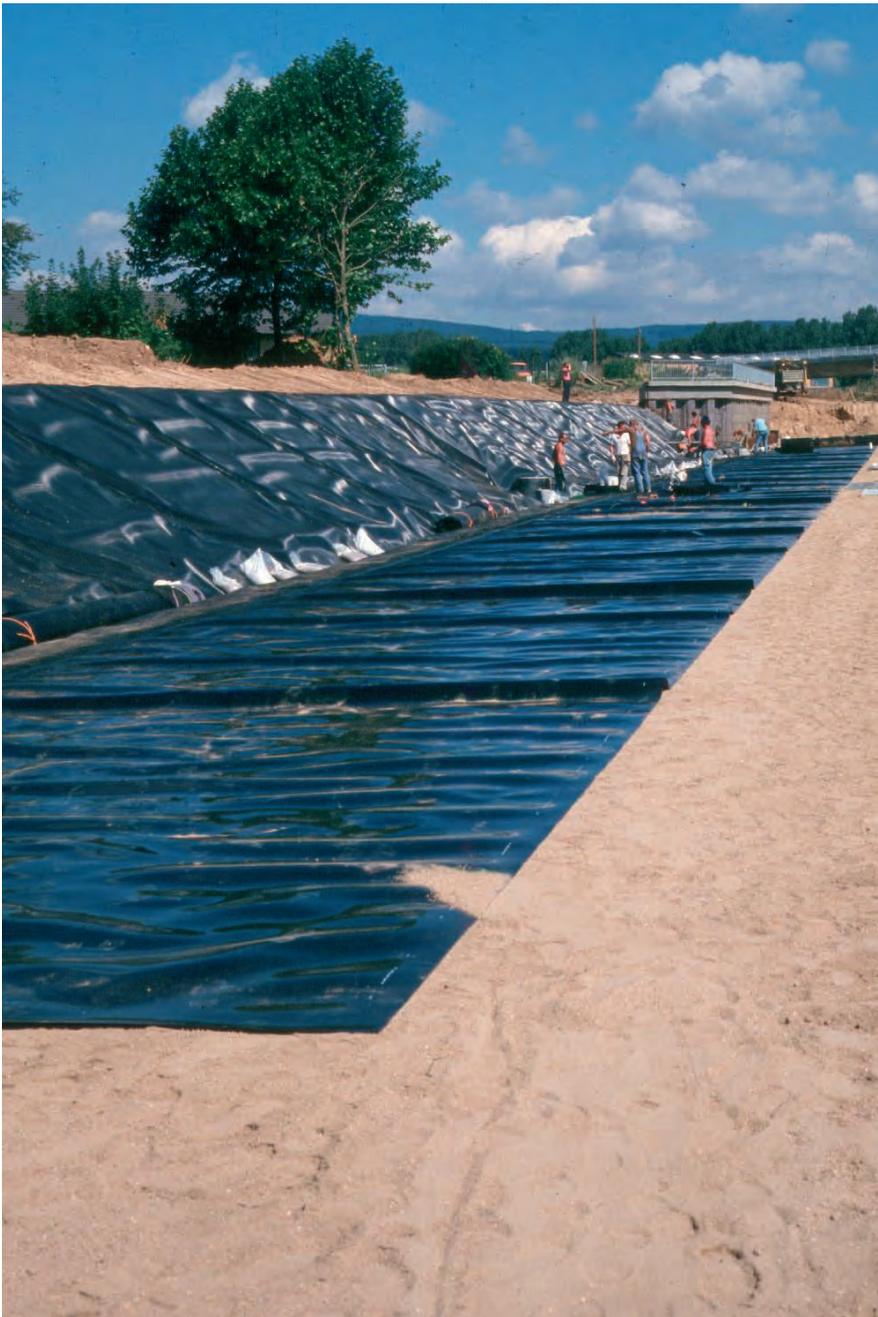


Bild 51

3.11.2 Flughafen München „Franz-Josef-Strauß“ im Erdinger Moos

Schutz des Grundwassers gegen chemische / biologische Kontamination aus den Oberflächenwasserabflüssen der Betriebsflächen durch ein spezielles Abdichtungssystem.



Bild 52



Bild 53

3.12 Deponiebauwerke

3.12.1 Forschungsthemen

- Erprobung und probabilistische Sicherheitsbewertung von bautechnischen Maßnahmen zum Schutz von Boden und Grundwasser
- Standsicherheit mehrschichtiger Dichtungssysteme unter Scherbeanspruchung auf Böschungen
- Stabilisierung der Basis von Deponien durch Foundationstragschichten, Auflager für Rohrleitungen.

3.12.2 Messtechnische Überwachung der Standsicherheit und Verformungen von Deponiebauwerken.



Bild 54



Bild 55



Bild 56

4 Resümee

Die Ausführungen veranschaulichen die **Synergiewirkung** zwischen Lehre, Forschung und Ingenieurpraxis am Lehrstuhl und Prüfamt. Diese Synergien bilden in ihrer wechselseitigen Verknüpfung die Schlüsselstellung für das integrative Modell „**Lehrstuhl und Prüfamt**“, das sich über Jahrzehnte bewährt hat. Die funktionale und organisatorische Verbindung von Lehrstuhl und Prüfamt ist Voraussetzung für wissenschaftlichen und finanziellen Erfolg, wissenschaftliche Anerkennung und Aktualität von Lehre und Forschung. Das ist die Erfahrung der zurückliegenden Jahrzehnte.

Das Prüfamt hat – ähnlich wie alle anderen universitären Prüfämter und Materialprüfämter – einen staatlichen Auftrag wahrzunehmen, muss deshalb im Kernbereich nachhaltigen Personalbestand aufweisen und zugleich wirtschaftlich orientiert arbeiten (BayHSchG. Art. 5, Abs. 3. Nr. 3). Die Zielvorgabe besteht nicht im Gewinnstreben, sondern in Kostendeckung und Wahrung der objektiven Neutralität. Dieses Ziel kann – wie die Vergangenheit beweist - durch stetiges Streben nach neuen Aufgabengebieten, durch breit angelegtes Engagement, durch Öffnung nach allen Seiten sowie durch sparsamen Einsatz der sächlichen und personellen Ausstattung erreicht werden.

Zu jeder Zeit wird es notwendig sein, neue Wege für die Forschungsförderung aufzuspüren und zu realisieren. Mehr privat finanzierte Unterstützung als bisher muss genutzt werden. Diese Finanzierungsart hat für Wissenschaft und Wirtschaft zugleich große Bedeutung, wenn damit wirtschaftliche und gesellschaftliche Bedarfslfelder vorangebracht werden.

Nach aller Erfahrung ist weder die staatlich finanzierte Forschung noch die privat unterstützte Forschung ganz frei von Forschungslenkung. Sicher ist es legitim, dass Staat, Industrie und Wirtschaft Forschungsprojekte in eigener Zweckausrichtung fördern und an entsprechende Kompetenzzentren im Wettbewerb vergeben. Die universitäre Forschungsfreiheit wird dadurch nicht zwangsläufig bedroht. Sie wird gewahrt sein, wenn die Ziele des Gemeinwohles für alle Beteiligten verpflichtend sind, zugleich Grundlagenforschung als Basis für Innovationen mit aktiviert wird, eine dominierende externe Einflussnahme auf die Ergebnisse und ihre Veröffentlichung vermieden wird und Forschungs- und Finanzinhalte durch geregelte Überprüfung für die Öffentlichkeit transparent bleiben.

Die Zukunftschancen unseres innovations- und exportbasierten Wirtschaftssystems werden unabdingbar mit dem Vorsprung in Forschung und Entwicklung verknüpft bleiben. Aus diesem Postulat leitet sich für unser Institut die künftige Kernaufgabe ab, nämlich den wissenschaftlichen Vorsprung zu wahren und weiterzuführen.

Auf diesem Weg wünsche ich dem Institut und meinem Nachfolger im Amt anlässlich des Jubiläums eine glückliche Hand für die Zukunft, verbunden mit weitsichtiger Hilfe der Universität.

München, im Oktober 2004

Ausblick: Was können wir im nächsten Jahrzehnt der Geotechnik erwarten?

Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt

Liebe Festgäste,

ich möchte meinen Vortrag mit einem kurzen Plädoyer für das Bauingenieurwesen beginnen und lasse dazu einige Bilder wirken, ohne viel zu reden:

Ohne Bauingenieure gäbe es

- keine zivilisatorische Infrastruktur,
- kein Trinkwasser,
- nur Gestank und Müll,
- keinen elektrischen Strom.
- Wir könnten nicht fahren auf Schienen, Straßen und Flüssen,
- weder fliegen
- noch wohnen,
- nicht arbeiten,
- nicht produzieren.
- kurz: Es gäbe keine materielle Grundlage für ein menschenwürdiges Leben, keine Zivilisation.

Diese Sätze von Jörg Schlaich, einem meiner Lehrer, mögen zu einer positiven gesellschaftlichen Sicht auf unser Fach beitragen.

- Bauen hat Tradition,
- Bauen hat Zukunft,
- Planen und Bauen dient dem Gefahrenschutz,
- Bauen ist anspruchsvoll.
- Fehler beim Bauen können böse Folgen haben. Diese doch sehr ordentlich aussehende Baugrube in Singapur ist aufgrund von Fehlern im Entwurf kollabiert.
- Und Bauen ist stets mit Geotechnik verknüpft





nur Gestank und Müll,



keinen elektrischen Strom;



**wir könnten nicht fahren
auf Schienen, Straßen und Flüssen,**



weder fliegen



noch wohnen ...



nicht arbeiten,



nicht produzieren.



Ohne Bauingenieure ...

**Kurz:
Es gäbe keine materielle Grundlage
für ein menschenwürdiges Leben,
keine Zivilisation.**

Jörg Schlaich



Bauen hat Tradition



Bauen hat Zukunft



Planen und Bauen dient dem Gefahrenschutz



Bauen ist anspruchsvoll



Fehler beim Bauen können böse Folgen haben

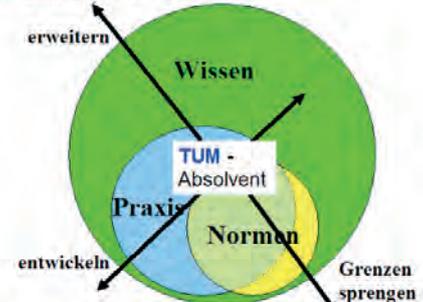


Fehler beim Bauen können böse Folgen haben



und Bauen ist stets mit Geotechnik verknüpft

Anspruch an die Ausbildung von Bauingenieuren an den Universitäten



→ grundlagenorientierte, wissensbasierte und forschungsgeleitete Lehre

1 Zukunft der Ausbildung

Damit wäre ich bei meinem Fach. Doch zuvor möchte ich rekapitulierend mit diesem eindrucksvollen Leistungsspektrum unserer Zunft ein Plädoyer dafür abgeben, die Ausbildung zukünftiger Bauingenieure weiterhin so zu gestalten, dass wir mit einer hochwertigen, kreativen und modernen akademischen Lehre dafür sorgen, dass auch in Zukunft die sichere und wirtschaftliche Gestaltung unserer Umwelt, für die wir mit verantwortlich zeichnen, möglich ist.

Es gibt Stimmen, die dafür votieren, man könne die Ausbildung der Bauingenieure standardisieren, verschulen und ausschließlich an den Fachhochschulen ansiedeln. Ich spreche mich vehement dagegen aus, da ein nennenswerter Teil der ausgebildeten Bauingenieure grundlagenorientiert, wissensbasiert und forschungsgeleitet ausgebildet werden muss, um später verantwortungsvoll Entscheidungs- und Führungsaufgaben wahrnehmen zu können sowie das Ingenieurwissen mit Bezug auf die Praxis und die technischen Regeln erweitern zu können. Ich möchte Ihnen am Beispiel meines Faches dazu in den kommenden Minuten Argumente aufzeigen.

2 Das nächste Jahrzehnt Geotechnik

Mein Thema ist auf das kommende Jahrzehnt bezogen. Aber wenn Sie mich fragen, wo die zukünftigen Herausforderungen in der Geotechnik liegen, dann kann ich nur auf die aktuell anstehenden Themen verweisen, an denen wir jetzt mit Blick auf die Zukunft arbeiten.

Mein Thema ist auf die Geotechnik allgemein bezogen. Ich werde Ihnen zwar nur Beispiele zeigen, mit denen wir hier in München zu tun haben, sie lassen sich aber einordnen und zeigen einen Querschnitt dessen, was insgesamt in der geotechnischen Welt von Interesse ist.

- Unsere Aufgabe ist und bleibt, den Untergrund in angemessenem Umfang zutreffend zu berücksichtigen und zu beeinflussen.
- Auf meinen Lehrstuhl bezogen, müssen wir in der Lehre das vorhandene und neue Wissen geeignet aufbereiten und vermitteln. Da seine Erweiterung notwendig ist, um gesundes Wachstum zu ermöglichen, muss die Lehre von unserer Forschung geleitet sein. Nicht zuletzt wollen wir die besten unserer Absolventen in einem fachlich spezialisierten weiteren Bildungsgang mit Forschungsaufgaben zur Promotion führen.
- Ich sehe die Forschung an unserem Lehrstuhl auf das aktuelle und zukünftige Bauen bezogen, sie ist kein Selbstzweck. Im Hinblick auf verschiedene Synergieeffekte arbeiten wir im Prüfamts daher gerne auch bei anspruchsvollen Bauaufgaben mit.
- Mit geeigneten Theorien soll das tatsächliche Verhalten angemessen beschrieben werden, mit geeigneten Methoden sollen sicher, wirtschaftlich und umweltbewusst geotechnische Aufgaben gelöst werden.

Ich mache dabei 5 Schwerpunkte aus, in denen ich geotechnische Forschung lohnenswert ansehe und wo sie aufgrund aktueller sowie mittel- und langfristiger neuer Herausforderungen zweckmäßig ist.

- Unter Gebrauchstauglichkeit verstehen wir, dass die Verformungen beim Bauen so klein gehalten und gesteuert werden, dass Schäden und Beeinträchtigungen am Neubau und Bestand vermieden werden.
- Die Umweltrelevanz von Bauen im Boden sollte jetzt erst recht, nachdem das Kyoto-Abkommen in Kraft treten kann, ein Mittelpunkt der Forschung sein.
- Ich werde zeigen, was ich unter Interaktion: dem komplexen Zusammenspiel von Boden und Bauwerken, verstehe.

- Die Optimierung von Erkundungen - was ich sehr weit fasse – lohnt hohen Aufwand, wie uns die Medizin lehrt.
- Die Vielfalt der Methoden, den Untergrund zu beeinflussen, zu verbessern und zu bewehren, bietet immer wieder neu Ansätze, um genau hinzuschauen und Verbesserungen oder gar Durchbrüche zu erreichen.

3 Gebrauchstauglichkeit

Da neuerdings Nachweise zur Gebrauchstauglichkeit im europäischen Normungssystem gefordert werden, wird diesem Thema erhöhte Aufmerksamkeit gewidmet. ▽ Uns steht danach zunehmend mehr die Aufgabe ins Haus, Verformungen vorauszubestimmen. Das ist nicht einfach, denken wir nur an das stets nichtlineare, oft zeitabhängige Baugrundverhalten, die meist räumlichen Situationen, regelmäßig dynamische, transiente und zyklische Einflüsse und Randbedingungen, die sich durch Bauabläufe grundlegend ändern können. Für erfolgreiche Simulationen benötigen wir geeignete Stoffgesetze, handhabbare Rechenmodelle mit den gebotenen, aber auch zulässigen Vereinfachungen und zur Validierung benötigen wir Versuchstechniken, die verschiedenste Arten von Beanspruchungen an Bodenproben erzeugen können, wobei sehr kleine Verformungen über lange Zeiträume sicher erfassbar sein müssen.

Einige Beispiele:

- Die Deutsche Bahn stattet bei Neubaustrecken ihre Fahrwege mit festen Fahrbahnen aus. Es entfällt die Möglichkeit des Nachstopfens der Gleise, aber es sind Dämme mit langfristigen Eigensetzungen, sowie Einschnitte, in denen der Boden Quellhebungen zeigt, zu berücksichtigen. Ganz zu schweigen von Problemen im Karst, den Kenner der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt hier im Saal wohl zu würdigen wissen.

Gebrauchstauglichkeit, Verformungsbegrenzung

Beispiele: neu zu erstellende Bauwerke, kleine Toleranzen



Deutsche Bahn: feste Fahrbahn
 - kein Nachstopfen von Schotter
 - Dämme mit Eigensetzungen
 - Einschnitte mit Hebungen
 - Quellen und Schwellen, Karst



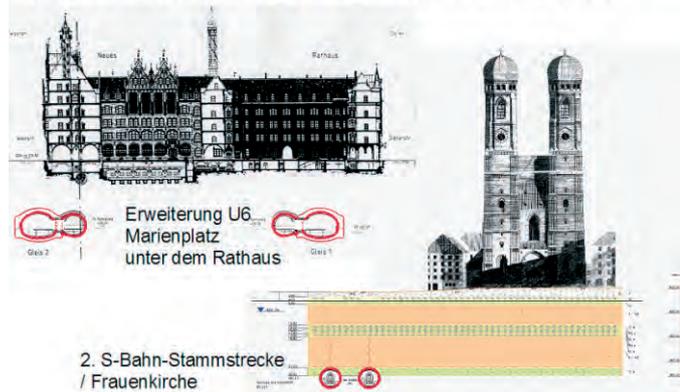
Magnetschnellbahn
 Toleranz Δs : 1 mm auf 6 m, 50 Jahre
 - millionenfache Belastungen
 - Akkumulieren kleinster Verformungen
 - Stabilität natürlicher Böden.

- Bei der Magnetschnellbahn dürfen auch nach millionenfachen Lastwechseln innerhalb mehrerer Jahrzehnte keine Verformungen auftreten, die – so interpretieren wir die maschinentechnischen Anforderungen – Setzungsunterschiede von mehr als 1 mm auf 6 m erreichen. Um eine Bewertung zu ermöglichen, muss im Labor das Akkumulieren kleinster Verformungen nachvollzogen werden und wir fragen uns, ob die Münchner Schotterebene mit ihren Rollkieslagern bei diesen Anforderungen ausreichend stabil ist.

- Da geht es unter dem Neuen Rathaus in München geradezu großzügig zur Sache. Hier war als Ziel gestellt, Tunnel zur Bahnsteigerweiterung unter dem Bauwerk aufzufahren und die Verformungen auf 1 cm zu begrenzen.
- Wenn die 2. S-Bahn-Stammstrecke unweit der Frauenkirche in 40 m Tiefe erstellt wird, muss absolut sichergestellt sein, dass Schäden am Bauwerk ausgeschlossen sind, wobei mögliche Vorschädigungen aus Kriegseinwirkungen zu berücksichtigen sind.

Gebrauchstauglichkeit, Verformungsbegrenzung

Beispiele: Neubau bei bestehendem empfindlichem Bestand



Prognosen zu Verformungen scheinen mit Hilfe der Methode der Finiten Elemente einfach möglich zu sein. Ein zentrales Problem dabei besteht jedoch in der Tatsache, dass sich Böden äußerst komplex nichtlinear verhalten.

Wir verwenden mathematische Stoffgesetze, die das Materialverhalten möglichst zutreffend wiedergeben sollen.

Erste Frage: Ist der Boden dabei überhaupt als Kontinuum beschreibbar? Bedenken Sie, dass ein Sand gar nicht "kaputt" geht, wenn wir ihn umgraben. Wie viel Körnchen werden umgelagert oder zerbrechen, wenn 10tausende von Zügen darüber hinwegrasen?

Die Stoffgesetzforschung wird weitere Entwicklungen nehmen, bis wir derartige Fragen ausreichend sicher beantworten können. Exakte Antworten sind ohnehin nicht möglich. Aber eines ist sicher: Mit Elastizität und – nach Erreichen einer Fließgrenze – idealer Plastizität lässt sich Boden nicht beschreiben.

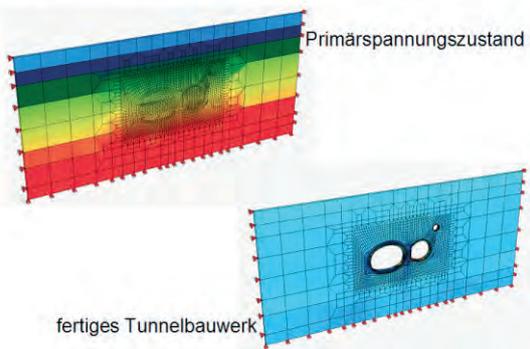
Zur Verdeutlichung des komplexen Bodenverhaltens möchte ich Ihnen einen kleinen Versuch vorführen. Wir haben einen Gummisack etwa zu zwei Dritteln mit Sand gefüllt und ganz mit gefärbtem Wasser aufgefüllt. Zunächst verdichten wir den Sand. Frage an das Publikum: was passiert, wenn mein Assistent jetzt seitlich auf den Ballon drückt? Ich hoffe, Sie können auf der Leinwand den Wasserspiegel gut erkennen.

Da sagt jemand, der Wasserspiegel steigt an! Wer ist noch dieser Meinung? Wer meint, dass der Wasserspiegel ansteigt?

Wie Sie sehen, fällt der Wasserspiegel. Das liegt an der Eigenschaft des Bodens, dass er unter Scherbeanspruchung lockerer wird. Das Korngerüst weitet sich auf, der Porenanteil wächst und das Wasser verschwindet in den vergrößerten Poren. Wir sprechen von Dilatanz.

Sie sehen, Boden ist ein ganz besonderer Stoff!

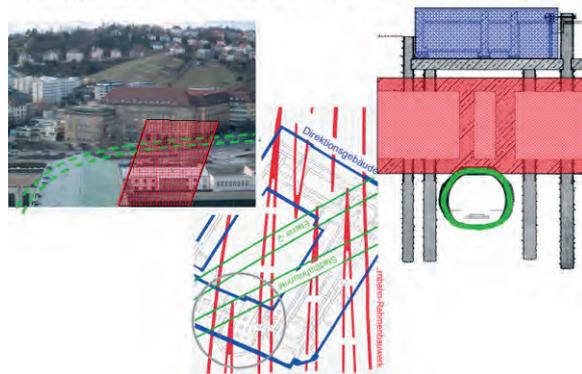
FE-Modelle: z.B. Erweiterungstunnel U6 Marienplatz



Ebenso zum Thema Gebrauchstauglichkeit gehören Verfahren der Unterfangung von Gebäuden, die – wie hier beim Projekt Stuttgart 21 beim Direktionsgebäude der Bahn – erhalten bleiben sollen, auch wenn sie in zwei Ebenen und unter mehr als 50 % der Gebäudefläche von einem Stadtbahntunnel und einem 8-gleisigen Fernbahntunnel unterfahren werden.

Gebrauchstauglichkeit, Verformungsbegrenzung

Beispiel: Methodik: zweifache Unterfangung eines Baudenkmals



4 Umweltrelevanz

Das nächste Thema, die Umweltrelevanz, erfordert Interessenabwägungen. Wieviel Umweltschutz können wir uns leisten? Umweltschutz ist ohne Baumaßnahmen nicht erreichbar, andererseits beeinflusst jedes Bauwerk die Umwelt, die Landschaft, verbraucht Ressourcen und verlangt daher stets Sensibilität.

Beim Grundwasser werden Konflikte besonders deutlich. Wir müssen es schützen, um es nutzen zu können. Schon mit dem Bau eines Brunnens können wir aber den Schutz zerstören!

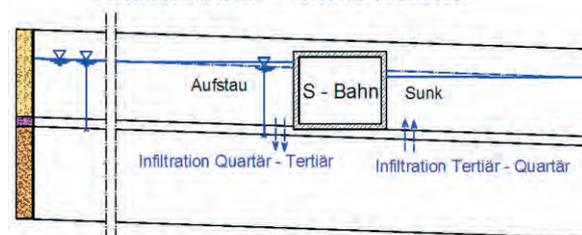
Wissenschaft und Forschung sind gefordert, um im Interessenkonflikt die Basis für einen Ausgleich zu schaffen: Lassen sich Bewertungsmaßstäbe finden? Wie lassen sich Eingriffe vermindern oder vermeiden?

Auch hier einige Beispiele:

- Beim Flughafen München (Sie erinnern sich: Erdinger Moos) spielt der Grundwasserschutz eine besondere Rolle. Beim verlängerten S-Bahntunnel für die nächste Ausbaustufe war zu ermitteln, wie das tertiäre Grundwasser durch das Bauwerk beeinflusst wird. Durch eine Kopplung von Rechnungen und Messungen haben wir dazu beigetragen, dass eine wasserwirtschaftlich verträgliche Lösung gefunden werden konnte.

Umweltrelevanz

Beispiel: Grundwasserströmung bei Flughafentunnel
Austausch Quartär- / Tertiär-Grundwasser



Ergebnisse:

- bei 10 cm Aufstauhöhe Wasseraustausch ca. 0,20 l/s auf 1000 m Länge
- Dükerung vollflächig oder in engen Abständen günstig

- Tonschichten, die zur Abdichtung von Deponien eingebaut werden, reißen bei Austrocknung auf. In einem aktuellen Forschungsvorhaben wird das Rissverhalten untersucht. Wir haben aufzeigen können, unter welchen Umständen eine Selbstheilung möglich ist und konnten zeigen, dass das Einmischen von Kies und Sand sich günstig auswirkt. Es steht noch aus, die gefundene Wirkung dieser einfachen Bewehrung in einem Rechenmodell abzubilden.

Umweltrelevanz

Beispiel: Riss-Verhalten von mineralischem Dichtungsmaterial
 Austrocknungs – Bewässerungs – Zyklen
 Dichtwirkung ? Suffosionsstabilität ?
 Selbstheilung? Abhängigkeit von Kornverteilung?



Ton mit geringer Plastizität

Ton mit ausgeprägter Plastizität

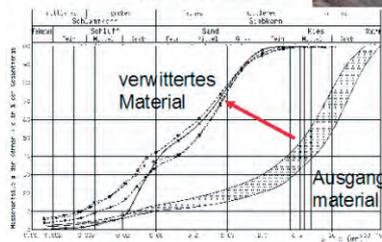
Ton mit ausgeprägter Plastizität + Stützkorn

- Zum Schutz von Ressourcen ist es zweckmäßig, im Verkehrswegebau das Material aus Einschnitten in benachbarten Dämmen wieder einzubauen. Vielfach sind die gewonnenen Materialien aber veränderlich fest und nicht dauerhaft stabil. Eine aktuelle Forschung simuliert das Verwitterungsverhalten im Labor und hilft, Regeln abzuleiten, wie derartige Gesteine sicher wiederverwendet werden können.

Umweltrelevanz

Beispiel: Nutzung veränderlich fester Gesteine im Erdbau

reproduzierbares Nachvollziehen der natürlichen Verwitterung im Labor → Auswirkungen, Eigenschaften



- Im maschinellen Tunnelbau werden dem an der Ortsbrust gelösten Boden Zusatzmittel beigefügt, damit die erforderlichen Eigenschaften für Ortsbruststützung, Materialtransport und Werkzeug-Funktion erreicht werden. Hier sind intensive Forschungen und Untersuchungen erforderlich, um die Erfüllung der Funktionen einerseits und umwelt- und kostenrelevante Lösungen andererseits gleichzeitig erreichen zu können. Stichwörter sind Verkleben von Werkzeugen, flüssiger Transport und Separation von abgebautem Ton, Entsorgung von Ausbruchmaterial mit sehr hohem Wassergehalt.

Umweltrelevanz – Tunnelbau

Beispiel: **Erdbrei** bei **Erddruckschild**: Konditionieren, Verkleben vermeiden
 bei **Hydroschild**: Fördern und Separieren der Suspension, Entsorgung



Ein weiteres umweltrelevantes Thema wäre z.B. die Nutzung von Erdwärme und des Bodens als Energiespeicher. Zum Beispiel könnte jeder zukünftige Tunnel als großer Wärmetauscher genutzt werden.

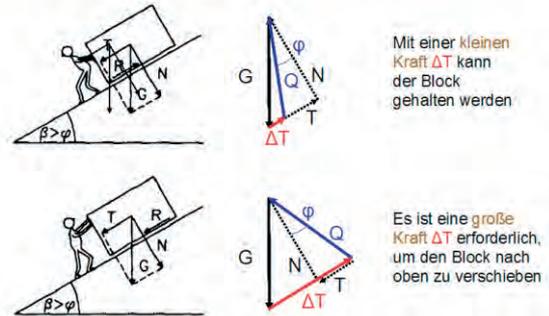
5 Interaktion

Meinen nächsten Themenblock habe ich mit Interaktion überschrieben.

Im Boden sind Belastungen und Verformungen sowie Verformungsrichtungen stark miteinander gekoppelt. Sie können alle sofort nachvollziehen, dass eine ganz andere Kraft erforderlich ist, einen Block auf einer schiefen Ebene zu halten, als dafür, ihn nach oben zu verschieben.

Das hängt nicht nur mit der Schwerkraft, sondern auch mit der zu überwindenden Reibung zusammen. Auch die Kopplung von Systemen unterschiedlicher Steifigkeit – vor allem bei nichtlinearem Verhalten – führt zu manchmal recht komplizierten Interaktionen, die beim Entwurf und bei der Bemessung von Bauwerken im Grundbau bedeutsam sind. Es besteht aus meiner Sicht weiterhin Forschungsbedarf, um hier zutreffende Berechnungsmodelle abseits dreidimensionaler Finite-Elemente-Berechnungen verfügbar zu machen.

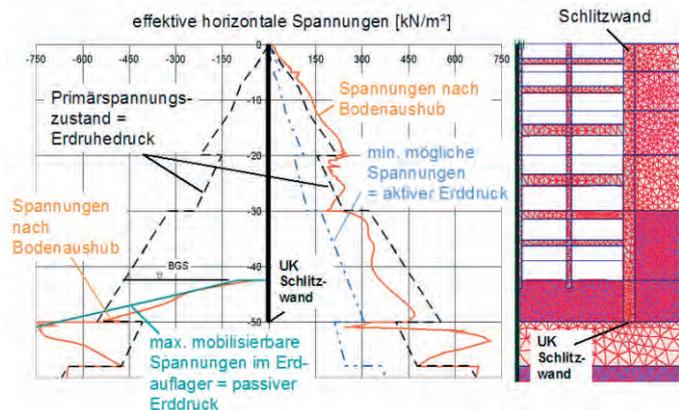
Abhängigkeit von **Bewegungsrichtung** und **Kraft**
Überwinden von Reibung bei einem Körper auf schiefer Ebene



- Als erstes Beispiel nenne ich hier das Fußauflager der Wand einer sehr tiefen Baugrube, wie sie beim Bau des 2. S-Bahn-Strecke in München erforderlich werden könnte. In 45 m Tiefe überschreitet der Ruhedruck des Primärspannungszustandes den passiven Erddruck am Fußauflager, in dem der Boden also mehr entlastet als belastet wird. Wir müssen klären, wie das mit Verformungen verknüpft ist und wie sich eine derartige Situation mit anerkanntem Nachweisverfahren lösen lässt.

Interaktion

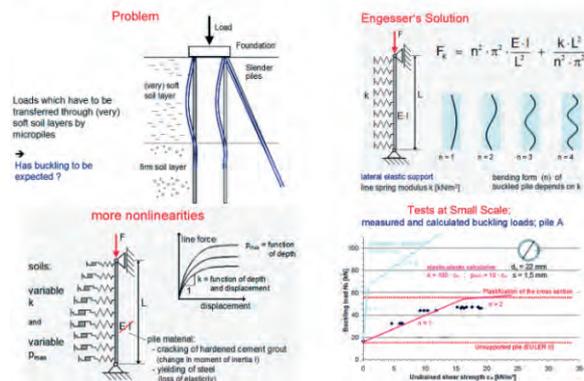
Beispiel: Fußauflager bei sehr tiefer Baugrubenwand



- Auch das Knicken von Pfählen in breiigen und weichen Böden ist ein Interaktionsproblem. Es gibt keine allgemein anerkannten Verfahren zur wirklichkeitsnahen Lösung dieses Problems. In einer aktuellen Forschungsarbeit für das DIBT führen wir Großversuche durch. Sie zeigen bereits, dass bestehende einfache Ansätze nicht weiter verwendet werden dürfen und wir gehen davon aus, demnächst für die Zukunft ein geeignetes Modell zur Verfügung stellen zu können.

Interaktion

Beispiel: Knicken von Pfählen in breiigen / weichen Böden



- Persönlich habe ich eine unangenehme Überraschung erlebt beim Verschieben eines Tunnelblocks über eine Autobahn. Hier hat das Zusammenspiel von Bauwerk und Boden zu unerwartet großen Verformungen geführt und es fehlt nach wie vor ein geeignetes Modell zur Verformungsprognose.

Interaktion

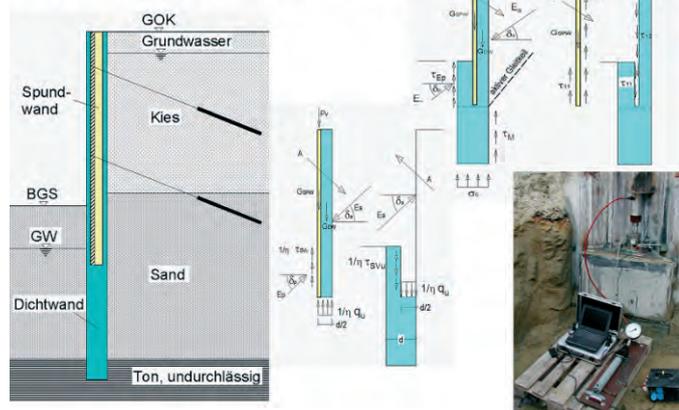
Beispiel: Bauen mit Fertigteilen:
Querverschub eines Tunnelblockes als Brückenersatz



- Die Baugrube für das neue Hochhaus am Münchner Tor zeigte für eine Spundwand, die in eine Einphasenschlitzwand eingestellt worden war, ein komplexes Interaktionsverhalten. Die Relativverschiebungen der beteiligten Teilsysteme erforderte eine differenzierte Analyse. Mit systematischen Untersuchungen des Abbinde- und Festigkeitsverhaltens der Dichtwandmasse vor allem am Übergang zur Stahlspundwand und verifiziert durch Belastungsversuche vor Ort konnte das Tragverhalten ausreichend geklärt und eine rechtzeitige Baufreigabe erreicht werden. Abschließend geklärt ist die Problematik damit nicht, Forschung wäre gut.

Interaktion

Beispiel: Spundwand in Einphasendichtwand



6 Erkundung

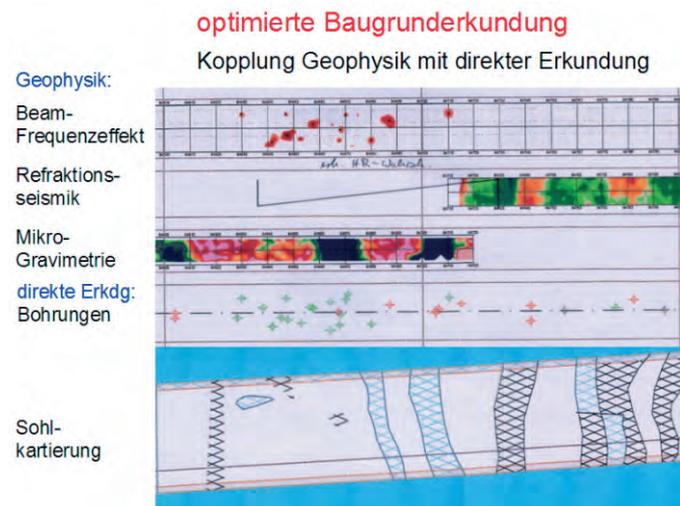
Kommen wir zum nächsten Teilthema, zur optimierten Baugrunderkundung. Wenn wir bedenken, was die Medizin in den letzten zwei Jahrzehnten an "zerstörungsfreier Materialprüfung" z.B. mit Ultraschall oder Kernspintomographen erreicht hat, können wir erkennen,

welche Potenziale bei intensiver Forschung in indirekten Erkundungsverfahren stecken. Wo steht das Pendant in der Geotechnik?

In der Geotechnik spielen geophysikalische Erkundungsverfahren seit langer Zeit eine gewisse Rolle. Die Ergebnisse sind nicht immer zufriedenstellend. Ich bin jedoch sicher, dass bei Kopplung verschiedener Verfahren miteinander und systematischer Forschung wesentliche Verbesserungen erreichbar sind. Leider wird im Bauwesen nicht in vergleichbarem Umfang wie in der Medizin Forschungsgeld bereitgestellt, um hier im möglichen Umfang weiter zu kommen. Wir können aber alle sich bietenden Gelegenheiten nutzen und vorhandene Datenmengen optimal ausnutzen.

Spätestens bei der Bauausführung ist es gerechtfertigt, die Vielzahl der dann üblichen Eingriffe in den Baugrund zu einer kontrollierenden Erkundung zu nutzen. Hier besteht ein einfacher zugängliches Forschungspotential.

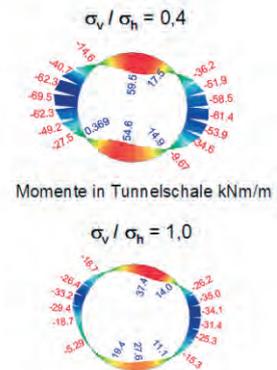
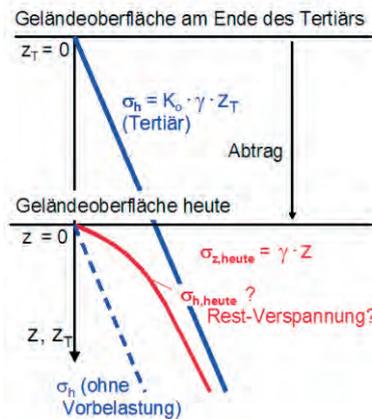
- Als erstes Beispiel für die Erfordernisse verbesserter Erkundung zeige ich Bilder, die mit dem Karst zu tun haben. Unerwartet große Karsthohlräume haben den Tunnelbau auf der Neubaustrecke Nürnberg-Ingolstadt dramatisch verzögert und verteuert. Das zerstörte Wohnhaus auf dem Bild unten rechts ist nicht mehr zu retten. Wie lassen sich aber Hunderte von Häusern auf Nachbargrundstücken bewerten und dürfen die Baubehörden deren weitere Nutzung erlauben?
- Beim Tunnel Irlahüll wurden geophysikalische und unmittelbare Erkundungsmethoden gekoppelt miteinander zur Anwendung gebracht. Leider konnte nicht flächendeckend mit optimalen und redundanten Systemen gearbeitet werden. Hier wurde das Karstproblem nicht allein mit Erkundung, sondern darüber hinaus mit veränderten Baukonstruktionen zur Erhöhung der Duktilität, mit Baugründertüchtigungsmaßnahmen und mit einer betriebsbegleitenden Überwachungsmethodik gelöst.



- Bei aktuell geplanten tief liegenden Tunneln in München zeigt sich, dass die Beanspruchung der Tunnelschalen erheblich von Primärspannungszuständen abhängen, die man in Bohrlöchern bei den anstehenden Böden nicht messen kann. Wir planen aktuell, die Vorbelastung auf verschiedenen anderen Wegen experimentell zu bestimmen, unter anderem in speziellen Oedometerversuchen mit Messung von Horizontalspannungen.

Erkundung + Interaktion

Beispiel: Vorbelastung des Bodens + Beanspruchung einer Tunnelschale



- Zur Erklärung: Die Geländeoberfläche im Raum München lag am Ende des Tertiärs etwa 100 m bis 200 m höher als heute. Durch die große Bodenauflast wurden die tertiären Schichten stark komprimiert. Beim Abtrag ließ die Komprimierung nach. Aus den Gleichgewichtsbedingungen ergibt sich die vertikale Spannung σ_z . Die horizontale Spannung σ_h zu erkunden, ist eine demnächst zu lösende Aufgabe, an der wir arbeiten, da – wie gesagt – die Tunnelbeanspruchung stark von diesem Ergebnis abhängt und es volkswirtschaftlich nicht sinnvoll wäre, sich einfach auf die sichere Seite mit der ungünstigsten Annahme zu legen.

- Eine weitere aktuelle Forschung kümmert sich um die Anwendungsgrenzen von Kontrollsystemen der erreichten Verdichtung im Erdbau mit dem Ziel, die unter meinem Vorgänger erarbeiteten Lösungen weiterzuführen. Mein Ansatz ist, dass die Wellenfortpflanzung auch in bindigen Böden vom erreichten Verdichtungs-zustand abhängig ist, was sich bei Messungen vor und hinter einer Walze zeigen muss.

optimierte Baugrunderkundung

Anwendungsgrenzen der FDVK

Wellenfortpflanzung ist auch in bindigen Böden vom Verdichtungs-zustand abhängig



- Weiteren Forschungsbedarf sehe ich bei produktionsbegleitenden Erkundungsmöglichkeiten des Bodens z.B. im Bereich von Anker-Verpressstrecken. Wenn die Tragfähigkeit eines Bodenankers heute erst nach Abbinden des Zements frühestens eine Woche nach seiner Herstellung erkannt werden kann, führt dies bei nicht ausreichender Tragfähigkeit regelmäßig zu Termin- und Kostenproblemen.

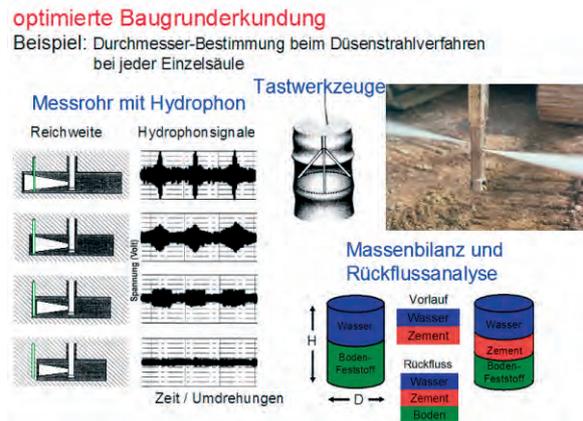
optimierte Baugrunderkundung

Idee: Erkundung für jeden Anker beim Ankern

→ sichere Prognose der Ankertragfähigkeit



- Als letztes Beispiel im Hinblick auf produktionsbegleitende Erkundungen nenne ich das Düsenstrahlverfahren. Hier ist nach wie vor großer Bedarf, die unterirdisch nicht unmittelbar erkennbare Reichweite des Hochdruckwasserstrahls zu ermitteln. Es gibt aktuell neue Ideen, deren Verwirklichung intensiver Forschung bedarf.



7 Beeinflussen, Verbessern, Bewehren

Mein letzter Überbegriff zu Forschungsschwerpunkten bezieht sich auf das Beeinflussen, Verbessern und Bewehren von Böden. Dabei greifen wir in das 3-Phasen-System des Bodens ein, wenn wir ihn z.B. verdichten, Feststoffe zugeben, wenn wir in situ mischen, Flüssigkeiten einpressen und eindüsen oder den Untergrund chemisch und thermisch behandeln. Auch das Aufbringen von Druckluft, welche das Porenwasser aus dem Boden heraus treibt – übrigens ein spannender, sehr schwer exakt beschreibbarer Vorgang – könnte hier eingeordnet werden.

Baugrundverbesserungen sind besonders angebracht bei ungünstigen natürlichen Verhältnissen – denken wir zurück an den Karst, der nicht nur schwer zu erkunden, sondern auch besonders schwer zu behandeln ist.

Ein klassisches Thema unseres Hauses ist die Bodenbewehrung, die eine Zugfestigkeit bereitstellen kann.

Auch das Einbauen steifer Elemente in den weicheren Untergrund – Säulen, Pfähle, Pfahlsysteme – führt zu einem verbesserten Gesamtsystem, wobei hier wie bei der geotextilen Bewehrung Interaktionswirkungen entscheidend sind.

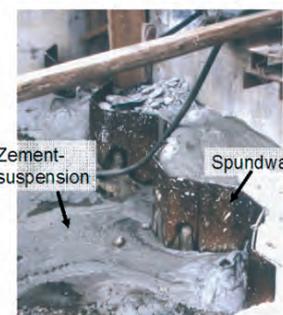
- Als erstes Beispiel hierzu (es würde auch zum Thema Umwelt passen) nenne ich eines aus der Injektionstechnik. Wenn wir hier wie üblich Zementsuspensionen verwenden, binden diese langsam ab, sodass sie in stark strömendem Grundwasser wegfließen, bevor sie wirksam werden. Neuerdings kann man auch heiße Thermoplaste injizieren. Sie erstarren schnell bei Abkühlung und sind außerdem bedenkenlos verträglich im Grundwasser anwendbar. Wir erforschen aktuell das gekoppelte Material- und Wärmetransportverhalten von Thermoplasten im Boden.

Untergrund beeinflussen + Umweltrelevanz

Beispiel: Injektionen – Grundwasserbeeinflussung – Wegfließen
 Entwicklung von Thermoplasten als Injektions-Mittel
 grundwasserneutral, sie erstarren bei Abkühlung



Manschettenrohrinjektion



Austritt von Injektionsgut

- Statt mit Wärme kann man dem Boden auch mit Frost beikommen. Unter dem Neuen Rathaus haben wir über der Firste der aktuell hergestellten Tunnel den Boden gefroren, um Festigkeit und Wasserdichtheit herzustellen. Bild München titelte plakativ: "Rathaus on the rocks". Das technische Problem dabei ist, dass Eis sich beim Gefrieren ausdehnt. Wie sich das im Detail im Porenraum bei unterschiedlich durchlässigen Böden und unter Auflast in 25 m Tiefe abspielt, ist bisher nicht sicher vorhersagbar, aber wir arbeiten daran.

Untergrund beeinflussen, verbessern, bewehren

Beispiel: Frostkörper zur Verformungsminimierung



- Ein Klassiker am Zentrum Geotechnik sind geotextile Bauweisen, die auch in der Zukunft weitere wissenschaftliche Betreuung erfordern. Ein aktuelles Thema sind z.B. dreidimensionale Strukturen, bei denen die Interaktion aus druckfesten Böden und zugfesten Kunststoffen zu steifen Gründungskörpern z.B. für Straßen- und Erdbaukörper beitragen kann.

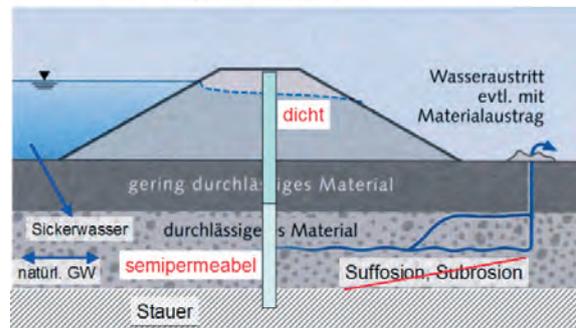
Untergrund beeinflussen, verbessern, bewehren

Beispiel: Bewehrung mit dreidimensionalen Strukturen



Untergrund beeinflussen + Umweltrelevanz

Beispiel: Unterströmung eines Kanals
Ausbildung semipermeabler Barrieren



- Das letzte Beispiel in meiner langen Bilderfolge ist einem Thema des Hochwasserschutzes gewidmet. Sickerwasser unter einem Damm kann infolge von Erosionsvorgängen innerhalb des Bodens zur Systemzerstörung führen. Dichtet man aber Damm und Untergrund komplett ab, dann kann auch das natürliche Grundwasser bei Niedrigwasser nicht mehr zirkulieren. Wir sehen Chancen für Lösungen, bei denen die Durchlässigkeit gezielt beeinflusst wird, auch hier gibt es Forschungsbedarf und Arbeit für uns.

8 Schlussbemerkung

Meine Damen und Herren, ich komme zum Schluss. Ich hoffe, dass ich Ihnen einen Eindruck von unseren Aufgaben heute und in der kommenden Zeit geben konnte. Zu manchen Themen können Sie draußen im Foyer weitere Informationen auf Postern finden.

Keiner von uns weiß wirklich, was uns das nächste Jahrzehnt bringen wird, wir können nur aus der Gegenwart heraus extrapolieren, und aktuelle und erwartete Bedürfnisse darauf analysieren, wo unsere Zunft helfend und steuernd gefragt ist. Für unseren Lehrstuhl wissen wir übrigens eines sicher: Nach einer Neuausrichtung des Baubetriebslehrstuhls werden wir uns in Zukunft noch mehr als bisher um Fragen des Tunnelbaus kümmern.

Lehrstuhl und Prüfamt haben eine traditionsreiche und hoch anerkannte Vergangenheit – 50 Jahre – sowie Aufgaben und Perspektiven für viele zukünftige Jahrzehnte in Lehre und Forschung.

Wir sind hoch motiviert und gut vorbereitet, kommende Herausforderungen anzunehmen und zu bewältigen. Dazu wünschen wir uns in Zeiten knapper werdender Ressourcen weiterhin die ausreichende Unterstützung durch die Hochschule, genügend Forschungsmittel (bitte mehr als derzeit) und – wo immer es bei geotechnischen Aufgaben möglich ist – auch Ihre Förderung und dass Sie uns bei geotechnischen Aufgaben beteiligen. Vielen Dank!



Geo und Technik: Hochgenaue Beobachtung der Erde aus dem Weltraum

Prof. Dr.-Ing. Richard Bamler
Deutsches Zentrum für Luft- und Raumfahrt e.V.
Lehrstuhl für Methodik der Fernerkundung, TUM

1 Zusammenfassung

Erdbeobachtungssatelliten erfassen eine Vielzahl geophysikalischer Parameter des Systems Erde für die Umweltforschung, aber auch für ingenieurtechnische und planerische Aufgaben. Optische Spektrometer messen biologische und chemische Variablen, wie den Zustand der Vegetation, Gewässereinstoffe oder atmosphärische Spurengase. Radarverfahren dagegen bilden physikalische Eigenschaften der Objekte, wie deren Oberflächenrauigkeit, ab. So können Seegang und Ölverschmutzungen beobachtet werden, und dies unabhängig von Tageszeit und Bewölkung. Ein besonderes Potenzial bietet die Radarinterferometrie, bei der mehrere Radarbilder kohärent miteinander verglichen werden. Mit diesem Verfahren können einerseits digitale Höhenmodelle der Erde erstellt werden, andererseits auch Bewegungen auf der Erdoberfläche, wie Gletscher, Hangrutsche oder Bodensenkungen, erfasst werden. Das modernste Verfahren auf diesem Gebiet, die sog. Permanent Scatterer Methode, nutzt große Stapel von Radardaten aus einem Zeitraum von mehreren Jahre aus, um Bewegungen einzelner Objekte, z.B. Gebäude, mit einer Genauigkeit von mm/Jahr zu messen. Mit dem für 2006 geplanten ersten deutschen Radarsatelliten TerraSAR-X werden Daten einer neuen Auflösungsklasse von 1 – 3 m zur Verfügung stehen, die neue Anwendungen eröffnen werden.

2 Scharfe Bilder

Bilder der Erde von Satelliten aufgenommen faszinieren dann besonders, wenn die Aufnahmen „scharf“ sind, also möglichst kleine Objekte erkennbar sind. Tatsächlich leisten moderne Fernerkundungssatelliten aus niedrigem Orbit (500 – 800 km) Erstaunliches. Auflösungen von 0,5 - 1 m sind heute mit zivilen kommerziellen Systemen, wie *Ikonos* und *Quickbird*, erzielbar. Bild 1 zeigt einen Ausschnitt aus einem *Ikonos*-Bild von München mit dem Areal der TUM. Genaue und zeitnahe Kartierungen auch unzugänglicher Gebiete der Erde, z.B. für humanitäre Hilfsmaßnahmen nach einer Naturkatastrophe, sind damit möglich. Das DLR betreibt das „Zentrum für satellitengestützte KrisenInformation“ *ZKI*, das Satellitenbilder dieser Art für die vorsorgende oder die Notfallkartierung nutzt.



Bild 1: Ikonos-Bild (Ausschnitt) von München. Die Auflösung des Originals ist ca. 1 m (© Space Imaging)

3 Satelliten sehen mehr als das Auge

Ein Datensatz wie der in Bild 1 suggeriert, dass Fernerkundungssatelliten in erster Linie Daten liefern, die unseren visuellen Eindruck reproduzieren. Satellitenkameras können aber mehr: Multi-, Super- und Hyperspektralsensoren arbeiten mit bis zu mehreren hundert Spektralkanälen, die der Mensch entweder gar nicht sieht oder nicht so fein auflösen kann. Jedes Pixel solch eines „Bildes“ repräsentiert dann ein gemessenes und kalibriertes Spektrum. Daraus können im Vergleich mit den spektralen Signaturen der abgebildeten Stoffe deren chemische und biologische Eigenschaften quantitativ abgeleitet werden. Ein einfaches Beispiel ist die spektrale Charakteristik von Vegetation. Die Reflektivität des Chlorophylls weist einen starken Sprung im Bereich von 700 nm beim Übergang vom sichtbaren Rot zum nahen Infrarot auf. Je nach Gesundheitszustand der Pflanze ist der Sprung stärker oder schwächer ausgeprägt. Aus diesem Grunde haben alle Multispektralsensoren auch einen Kanal im nahen Infrarot. Aus der Auswertung dieser und weiterer Spektralkanäle lassen sich Landnutzungskarten erstellen. Diese Technik wird u.a. für die europaweite CORINE-Landnutzungskarte angewandt. Bild 2 ist ein Falschfarbenbild eines multispektralen Datensatzes. Der nahe Infrarotanteil – und damit die Vegetation – ist dabei in rot dargestellt. Es zeigt ein Gebiet in Kansas, USA, mit kreisförmigen Bewässerungsanlagen.

Eine weitere Anwendung ist die Erfassung von Wasserinhaltsstoffen (Chlorophyll, Sedimente, Gelbstoff) in Seen oder Meeren, wobei wesentlich mehr Spektralkanäle als zur Vegetationskartierung nötig sind. Bild 3 zeigt eine so gewonnene Karte des im Phytoplankton gebundenen Chlorophylls in der deutschen Bucht. Diese Daten werden u.a. von Umweltbehörden eingesetzt und geben Auskunft über die Wasserqualität, das Nahrungsangebot für Fische und lassen vor giftigen Algenblüten warnen. Im Vergleich zu punktförmigen in-situ-

Messungen liefert die Fernerkundung eine zweidimensionale Gesamtsicht der Verteilungsstruktur. Es lassen sich so auch Transportmechanismen besser verstehen.

Erstreckt sich der Spektralbereich solch eines Sensors auch in das thermische Infrarot hinein, können auch Mineralien und Bodenbeschaffenheit erfasst werden, wichtig für die Rohstoffexploration aber auch zum Verständnis von Prozessen der Bodenerosion und der Wüstenbildung.

Atmosphärenspektrometer schließlich nutzen tausende von engen Spektralkanälen, um die feinen spektralen Signaturen atmosphärischer Spurengase aufzulösen. Aus ihren Daten werden die Verteilungen von Ozon und anderer klimarelevanter Gase in der Atmosphäre abgeleitet, und dies wieder zwei- oder auch drei-dimensional. Die Ozonmessungen des Instruments GOME auf dem europäischen ERS-2 erreichen bereits die Genauigkeit von bodengebundenen Instrumenten.



Bild 2: Kreisförmige Bewässerungsanlagen in Kansas, USA, gesehen von einer Multispektralkamera aus dem Weltraum (rot = nahes Infrarot).

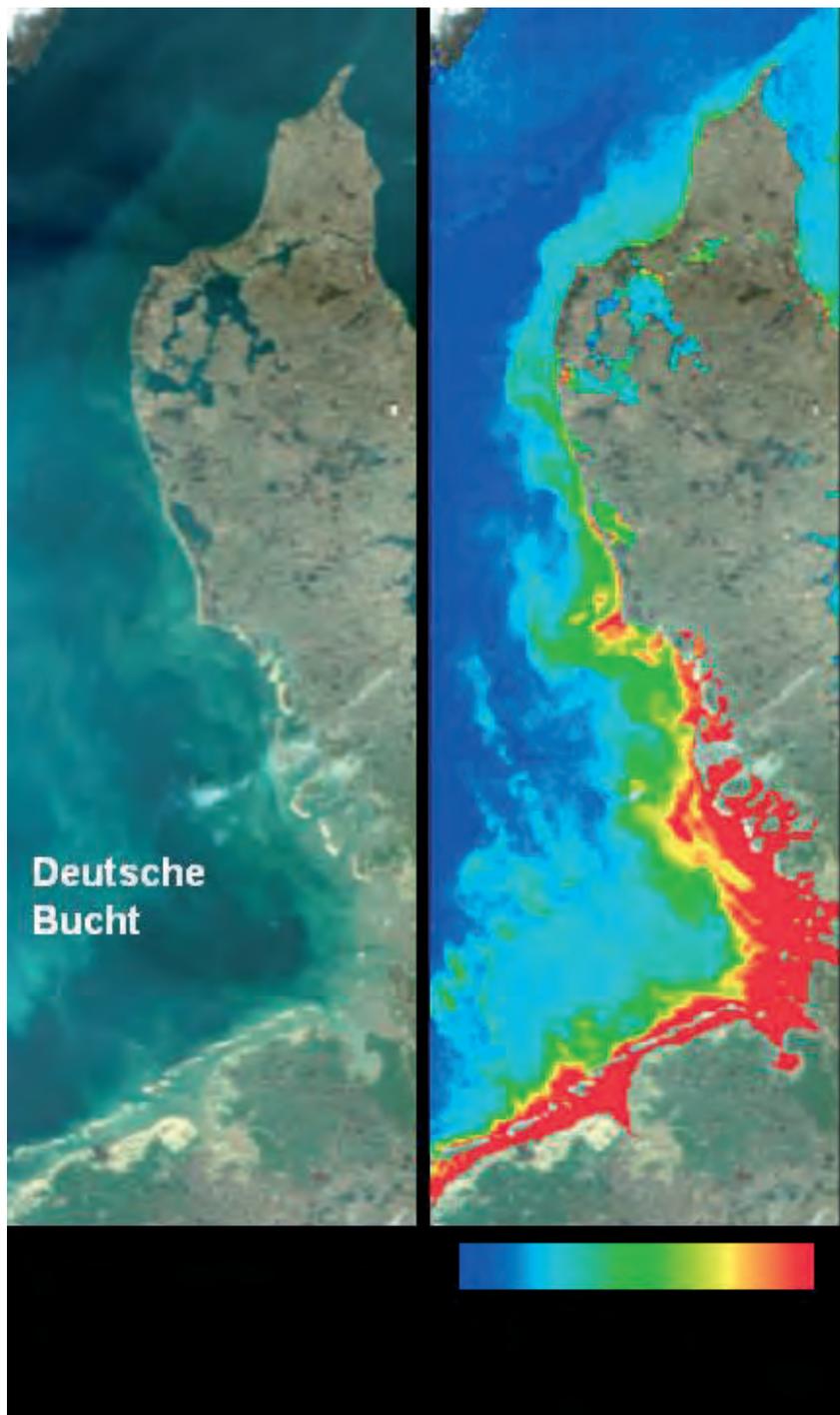


Bild 3: Chlorophyllverteilung in der deutschen Bucht, abgeleitet aus Daten des Satelliten getragenen abbildenden Spektrometers MOS.

4 Das Radar schläft nie

Die bisher beschriebenen optischen Erdbeobachtungstechniken erfordern den freien Blick auf die Erde und sind auf Tageslicht und Wolkenfreiheit angewiesen. Radar hingegen ist ein aktives Bildgebungsverfahren mit Mikrowellen (Wellenlänge: 3 – 25 cm), die Wolken durchdringen. Aufnahmen sind zu jeder Tages- und Nachtzeit möglich. Dies ist vor allem zur zeitnahen Kartierung in den (meist bewölkten) Tropen, aber auch bei Schlechtwetterereignissen, wie Überschwemmungen, von unschätzbarem Vorteil.

Das Prinzip des in der Erdbeobachtung vermehrt eingesetzten sog. Synthetik Apertur Radars (SAR) ist in Bild 4 dargestellt. Ein Radar „beleuchtet“ während seines Vorbeiflugs das abzubildende Gebiet in Seitensichtgeometrie. In regelmäßigen Abständen werden dazu einige tausend Hochfrequenzimpulse pro Sekunde ausgesandt. Diese werden von den Objekten auf der Erdoberfläche gestreut, ein Teil davon zurück in Richtung des Radars. Dieses empfängt die schwachen Echos und zeichnet sie kohärent auf, d.h. nach Betrag und relativer Phasenlage der empfangenen Welle zur ausgesandten. In der Entfernungsrichtung (range) unterscheiden sich Objekte an verschiedenen Orten wie bei jedem Radar aufgrund der unterschiedlichen Laufzeiten ihrer Echos. In Flugrichtung (azimuth) dagegen ist die Bildgewinnung eher vergleichbar mit einem Hologramm, erst in einem aufwändigen Signalverarbeitungsprozess am Boden werden die „Rohdaten“ zu einem Bild fokussiert.

Es sind vor allem die physikalischen Eigenschaften der Objekte, wie die Rauigkeit und die Dielektrizitätskonstante, die wiederum vom Wassergehalt abhängt, die die Helligkeit der Bildpunkte in einem SAR-Bild bestimmen. SAR-Daten geben daher andere Aspekte der Erde wieder als optische Bilder. Bild 5 zeigt eine SAR-Aufnahme des Raums München. Stadtgebiete erscheinen hell wegen der starken Mehrfachreflexionen an Gebäuden. Landwirtschaftliche Flächen sind abhängig von Oberflächenrauigkeit, Bodenfeuchte und Vegetation unterschiedlich hell. Der Ismaninger Speichersee und die Startbahnen des Flughafens sind dunkel, da diese für die verwendete Wellenlänge von 5,6 cm spiegelglatt erscheinen und die Radarwellen vom Radar weg reflektieren.

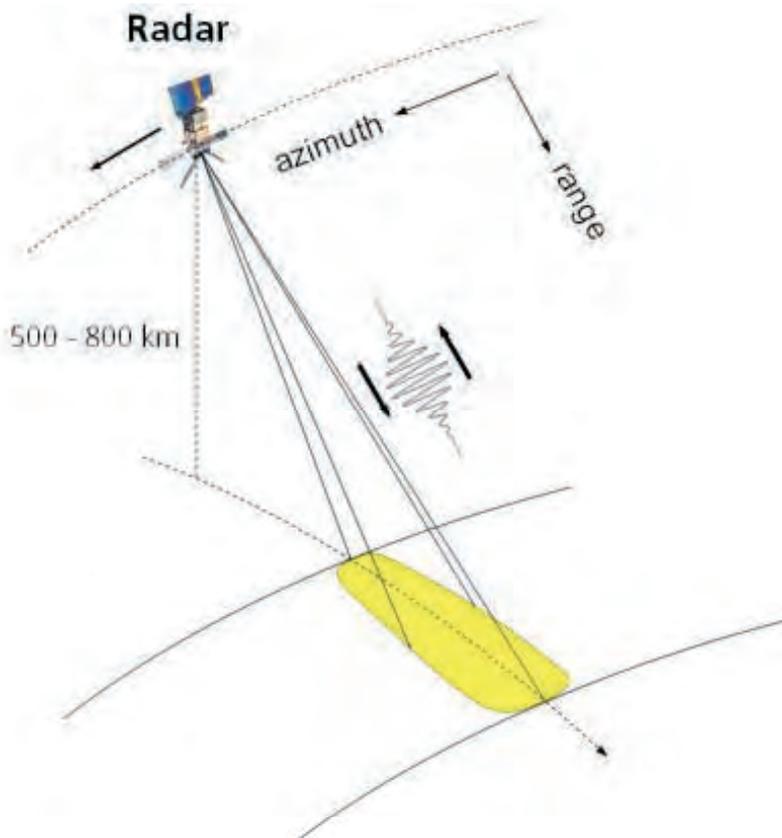


Bild 4: Abbildungsgeometrie eines Synthetik Apertur Radars (SAR)



Bild 5: SAR-Bild des Raums München vom europäischen Satelliten ERS-2 aufgenommen. Die Auflösung der Originaldaten beträgt ca. 25 m x 25 m (© ESA).

5 Von Mikro- und Monsterwellen

Vor allem die hohe Empfindlichkeit von Mikrowellenabbildungsverfahren, wie dem SAR oder auch Altimetern, für die Messung von Rauigkeiten machen diese zu unverzichtbaren Instrumenten für die Ozeanographie. So kann durch Analyse der (sorgfältig kalibrierten) SAR-Pixelwerte der Meeresoberfläche auf die lokale Windgeschwindigkeit zurück geschlossen werden. Wind rauht die Wasseroberfläche auf und erhöht damit ihre diffuse Radarreflektivität. Öl hingegen verändert die Oberflächenspannung und glättet die vom Wind erzeugten Kapillarwellen. Bild 6 zeigt eine SAR-Aufnahme der galicischen Küste während der Prestige-Havarie im November 2002. Der Ölfilm erscheint im Bild tiefschwarz. SAR wird zur Überwachung von Ölverschmutzungen der Nordsee bereits quasi-operationell eingesetzt.

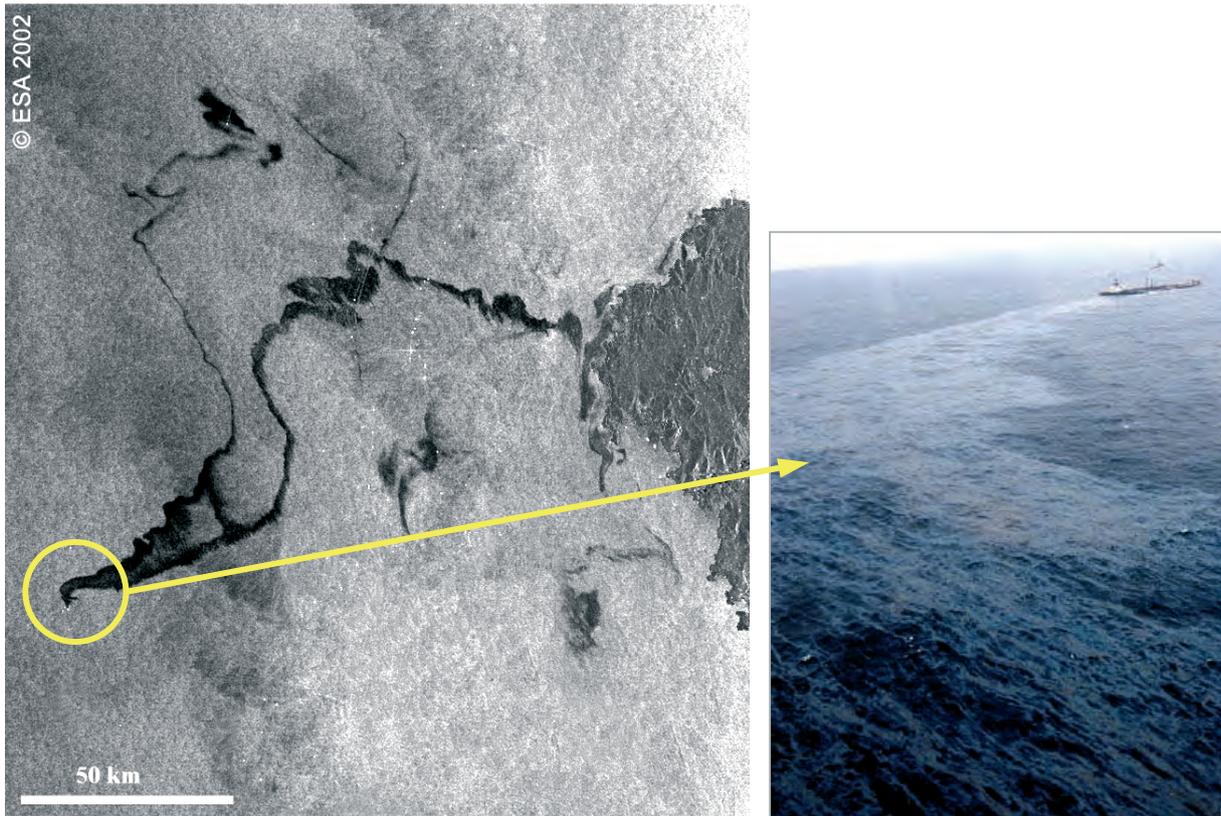


Bild 6: Links: SAR-Bild der galicischen Küste während der Prestige-Havarie mit deutlich sichtbarem Ölfilm. Rechts: Aufnahme aus einem Helikopter.

Seegang ist eine weitere Variable, die aus SAR-Bildern abgeleitet werden kann. Ozeanische Wellen sind im SAR-Bild – wenn auch verzerrt – sichtbar. Mit neueren Inversionsverfahren kann man heute auch aus SAR-Bildern auf die Oberflächenform einzelner Wellen zurück schließen. Damit lassen sich Extremwellen, auch Monsterwellen oder Freak Waves genannt, aus dem Weltraum identifizieren. Diese sind sehr seltene Einzelwellen oder Wellengruppen, die höher sind, als es die Rayleigh-Statistik des Seegangs eigentlich zuließe. In Bild 7 ist eine Rekonstruktion einer 30 m Welle gezeigt, das Ergebnis der Analyse von 30.000 SAR-Bildern über Ozean. Durch die langjährige Überwachung der Ozeane mit SAR-Satelliten steht heute in Europa ein Archiv mit ca. 8 Millionen solcher Bilder zur Verfügung, das nach Extremwellen durchsucht werden kann. Ein derart erstellter Extremwellen-Atlas, an dem das DLR zurzeit arbeitet, kann zur Verbesserung der Schiffsroutenplanung der Schiffskonstruktion sowie der Optimierung von Versicherungsprodukten verwendet werden.

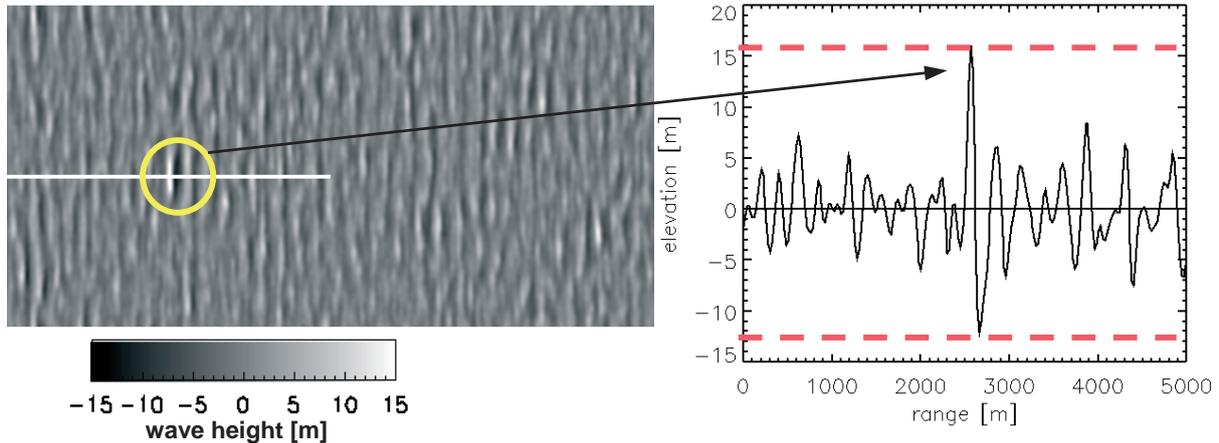


Bild 7: Eine 30 m Extremwelle aus dem Weltraum entdeckt. Links: Höhenmodell der Meeresoberfläche, rechts: Profil durch die Extremwelle (Daten: ERS-2 © ESA).

6 Die Zukunft: TerraSAR-X

Die bisherigen Radarsatelliten lieferten Bilder der Auflösungsklasse 10 – 25 m. Der deutsche Radarsatellit TerraSAR-X, der 2006 gestartet werden soll, wird diese seit über 10 Jahren geltende Auflösungsgrenze durchbrechen (Bild 8). Im Standardmodus werden 3 m Auflösung erreicht, in einem Spezialmodus bis zu 1 m. Damit werden völlig neue Anwendungsgebiete erschlossen, v.a. in der Kartierung. TerraSAR-X wird als Public Private Partnership realisiert. 50% der Daten werden über die Firma Infoterra, einer Astrium-Tochter, kommerziell genutzt, 50% sind für die wissenschaftliche Nutzung vorgesehen, die das DLR koordiniert. Das DLR betreibt den Satelliten auch und empfängt und verarbeitet dessen Daten. Ein typisches SAR-Bild mit 2 m Auflösung ist in Bild 9 gezeigt.

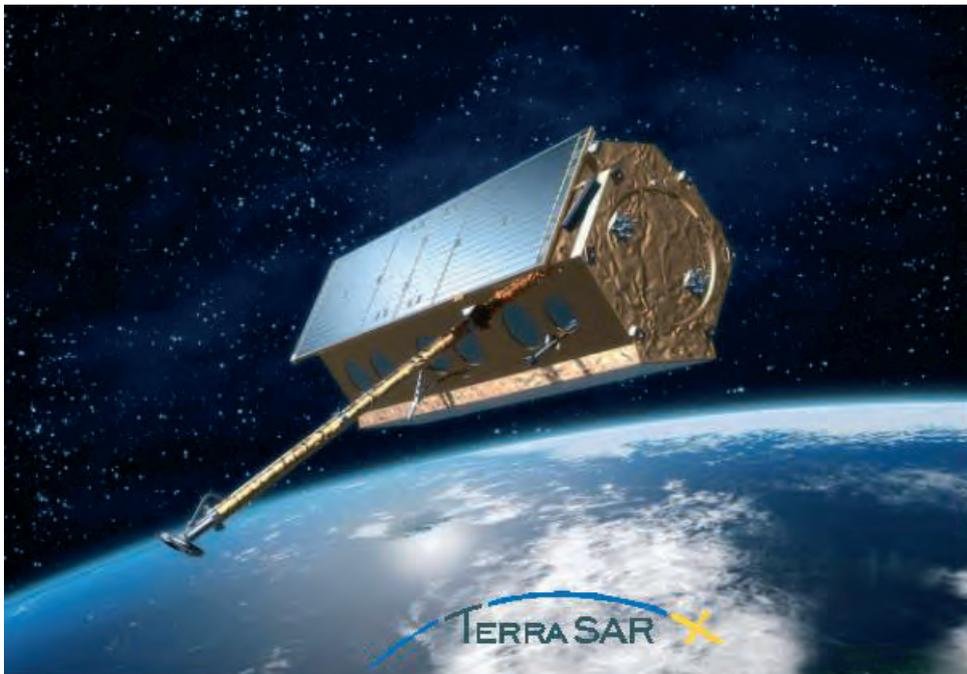


Bild 8: TerraSAR-X, der deutsche Radarsatellit. Der Start ist für Mitte 2006 vorgesehen (Bild © Astrium).



Bild 9: SAR-Bild vom Flugzeug aus über Ludwigshafen aufgenommen mit ca. 2 m Auflösung. Diese Qualität wird mit TerraSAR-X aus dem Weltraum erreichbar sein.

7 SAR-Interferometrie: Mit dem zweiten sieht man besser

Wegen der kohärenten Natur der SAR-Datenaufzeichnung bestehen SAR-Bilder nicht nur aus Pixel-Helligkeitswerten. Jedes Pixel enthält auch noch die Phaseninformation der zugehörigen empfangenen Welle. Dies erlaubt den phasengenauen Vergleich zweier oder mehrerer Aufnahmen vom selben Gebiet.

Werden diese beiden Bilder aus leicht unterschiedlichem Blickwinkel aufgenommen, so spiegelt deren pixelweise gebildeten Phasendifferenzen (das sog. Interferogramm) die Entfernungsparallaxen der jeweiligen Bildpunkte wider, aus denen ein digitales Höhenmodell berechnet werden kann. Auf das abgebildete Gelände wird quasi ein Interferenzmuster projiziert, wie in Bild 10 grob schematisch dargestellt. Digitale Höhenmodelle stellen die Basis für fast alle Geoinformations-Anwendungen dar.

Ein solches Interferometer wurde einmalig im Weltraum 2000 auf dem Space Shuttle geflogen (Bild 11). Durch die Shuttle Radar Topography Mission (SRTM) wurden ca. 80 %

der Landmasse der Erde innerhalb von 11 Tagen konsistent topographisch kartiert. Dies würde mit optischen Verfahren mehrere Jahre dauern. Bild 12 zeigt einen Ausschnitt aus einer SRTM-SAR-Aufnahme des Gebiets um den Vulkan Cotopaxi in Ecuador. Die zugehörige interferometrische Phase ist in Bild 13 dargestellt, ein Pseudo-3-D-Blick auf das daraus abgeleitete digitale Höhenmodell in Bild 14.

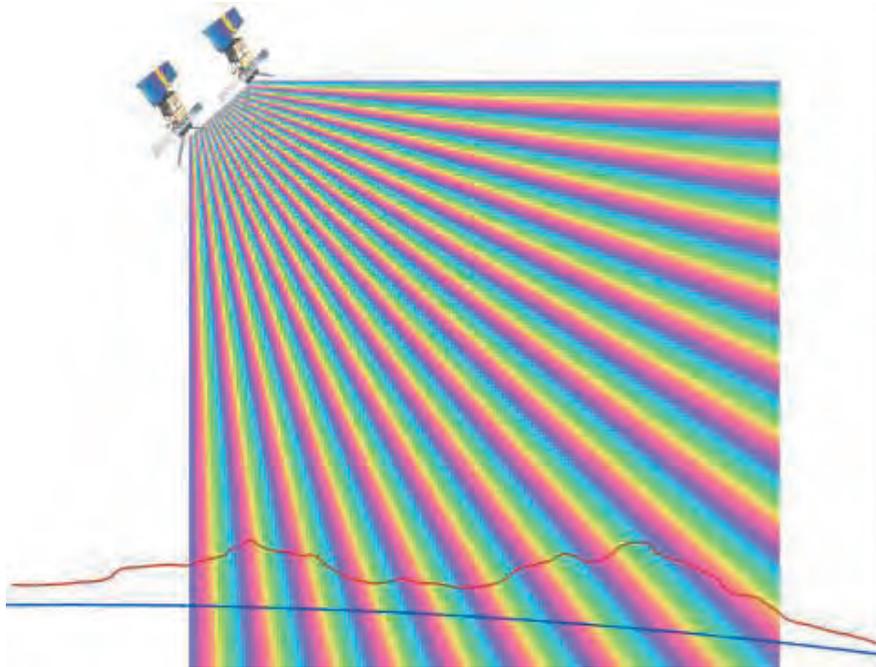


Bild 10: Prinzip der SAR-Interferometrie zur Gewinnung von Geländemodellen. Die beiden SAR-Satelliten fliegen senkrecht zur Zeichenebene. Die Farben des Interferenzmusters entsprechen Phasenwerten im Interferogramm.

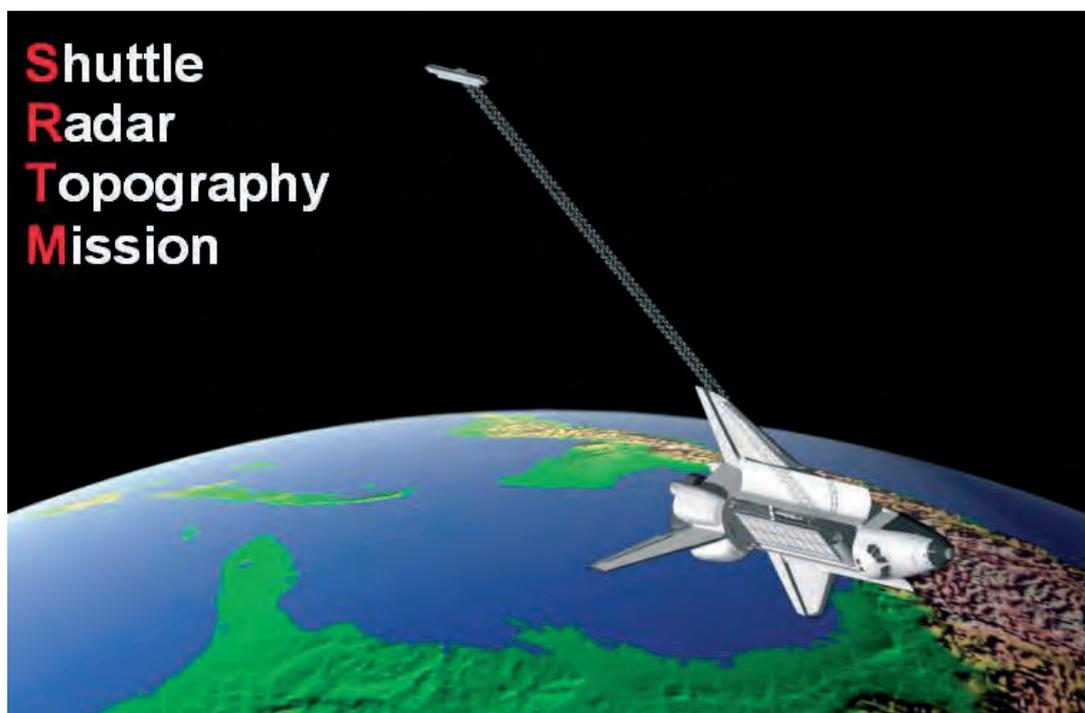


Bild 11: SAR-Interferometer der Shuttle Radar Topography Mission von 2000. Ein Radar belegt die Ladebucht des Shuttles, das zweite Radar ist am Ende eines 60 m langen Masten montiert.

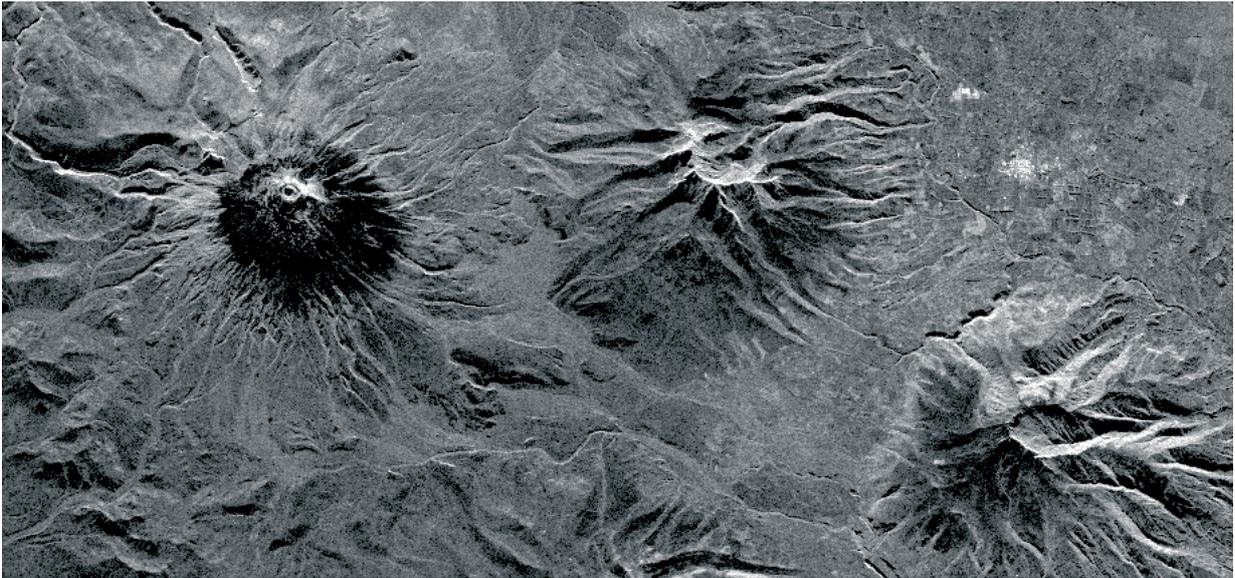


Bild 12: Eine der beiden interferometrischen SRTM-SAR-Aufnahmen des Gebiets um den Vulkan Cotopaxi in Equador.

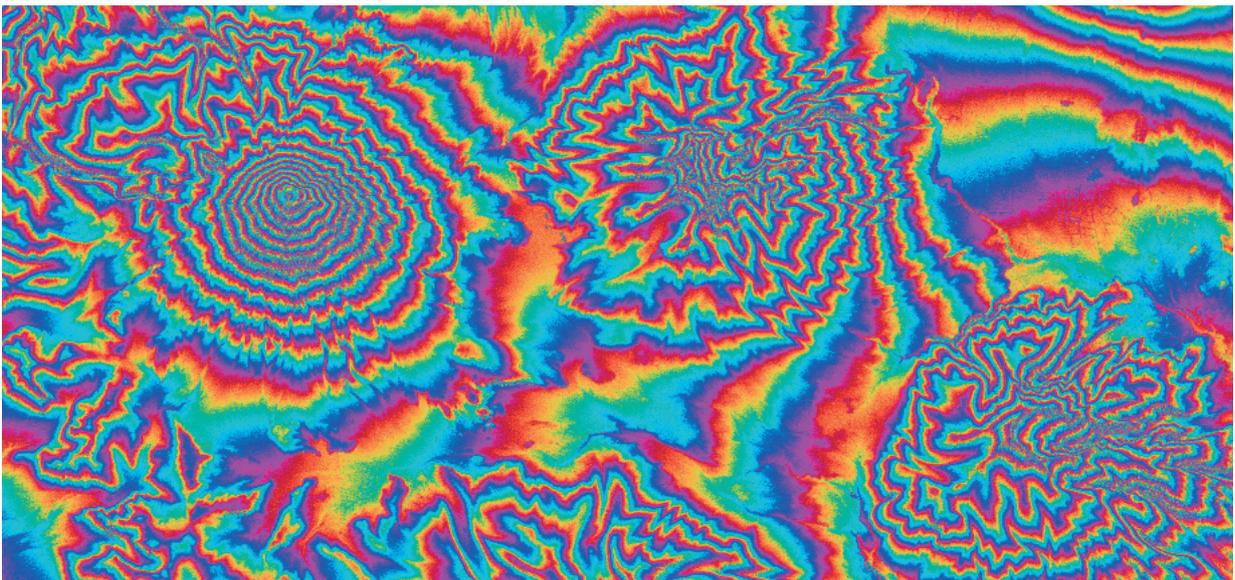


Bild 13: Interferometrische Phase zu Bild 12.

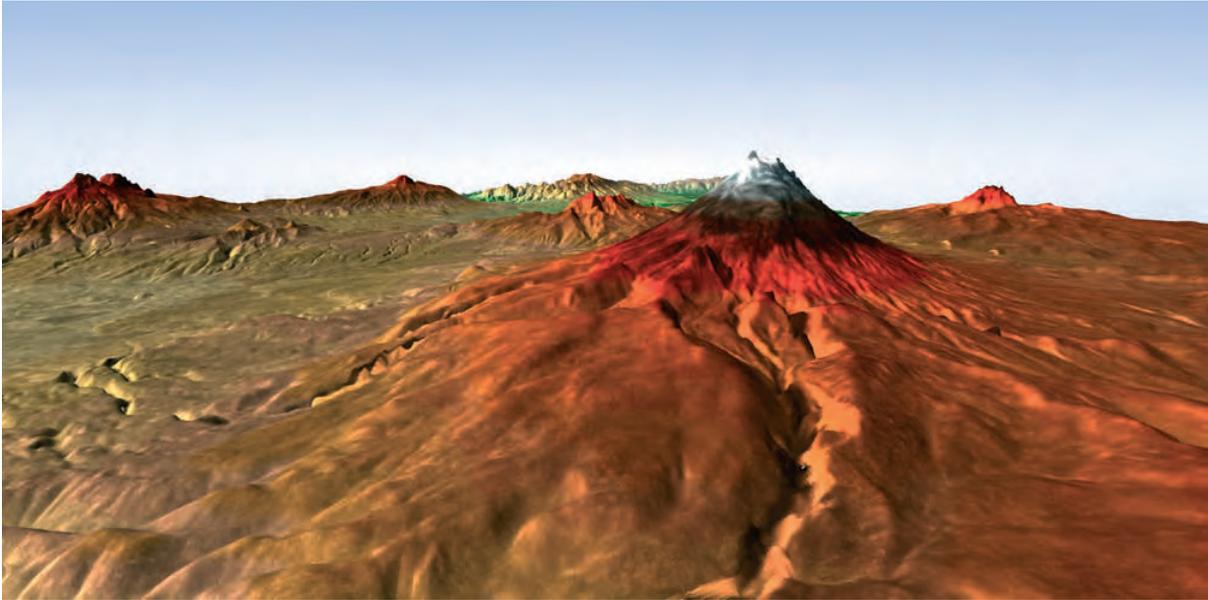


Bild 14: Blick auf das aus dem Interferogramm von Bild 13 abgeleitete digitale Höhenmodell.

8 Kleinste Bewegungen aus dem Weltall vermessen

Werden die beiden interferometrischen SAR-Aufnahmen nicht zur selben Zeit getätigt sondern mit zeitlichem Abstand von einem Tag bis zu mehreren Jahren, so können unter günstigen Umständen daraus auch Interferogramme berechnet werden. Diese spiegeln aber nicht nur die Topographie wider, sondern auch alle relevanten Veränderungen zwischen den Aufnahmezeitpunkten, seien es die ionosphärischen und troposphärischen Ausbreitungsbedingungen oder aber Bewegungen der Erdoberfläche und der Objekte darauf. Die Verwendung von mehr als zwei SAR-Aufnahmen erlaubt die Trennung von topographischem Einfluss und Bewegung. Diese Verfahren der sog. differentiellen Interferometrie werden eingesetzt, um Gletscherfließbewegungen, Hangrutschungen, vulkanische Aktivitäten und post-seismische Deformationen flächig zu kartieren. Bild 15 zeigt auf diese Weise abgeleitete Flusslinien und -geschwindigkeiten des Thwaites-Gletschers in der Antarktis, eines wichtigen Gletschers für die Klimaforschung in einem für die Vor-Ort-Erhebung unwirtlichen Gebiet.

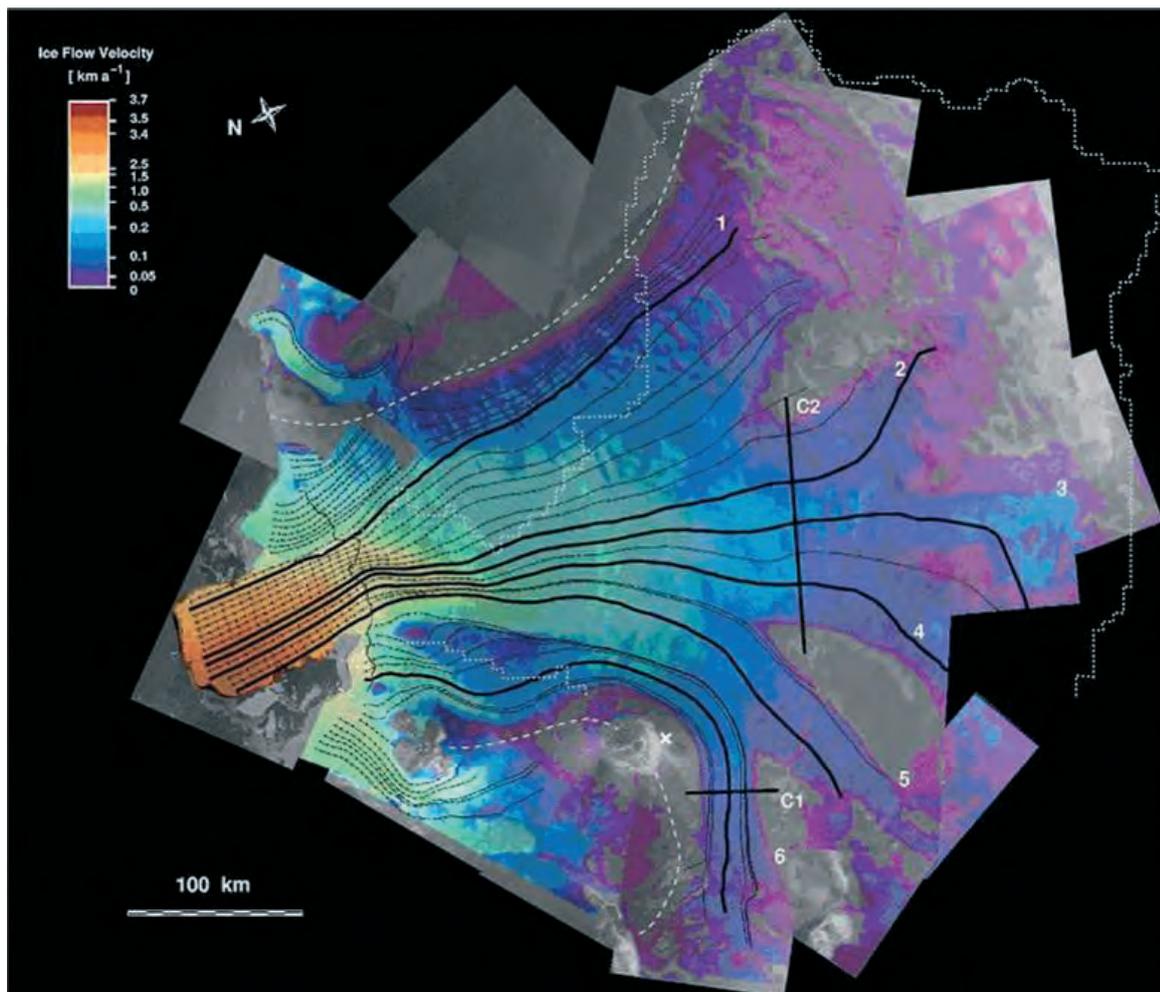


Bild 15: Mit differentieller SAR-Interferometrie gewonnene Flusslinien und -geschwindigkeiten des antarktischen Thwaites-Gletschers. Die Farben entsprechen Fließgeschwindigkeiten von 50 m/a bis 4 km/a. Das gesamte Gebiet ist ca. 500 km x 500 km groß (Quelle: O. Lang et al., 2004, DLR).

Bevorzugt jedoch werden noch mehr, nämlich 50 – 100, solcher SAR-Aufnahmen verwendet, um auch die atmosphärischen Störeinflüsse weitestgehend durch Ausgleichsrechnung eliminieren zu können. Dieses Verfahren setzt allerdings voraus, dass sich die Mikrostruktur der Objekte über den langen Beobachtungszeitraum nicht verändert hat, da sonst die Phasenwerte dekorrelieren und keine Information mehr tragen. Wird beispielsweise ein Feld gepflügt oder verändert sich Vegetation in der Größenordnung der Radarwellenlänge, so sieht dieses Gebiet für das SAR völlig anders aus und kann nicht mehr interferometrisch mit dem Zustand *ante* verglichen werden. Daher konzentrieren sich diese interferometrischen Stapelverfahren auf langzeitstabile Punkte, die sog. Permanent Scatterer, die vor allem in urbanen Gebieten zu finden sind. Werden alle SAR-Aufnahmen hochgenau aufeinander registriert, können die Phasenhistorien aller Permanent Scatterer analysiert werden. Mit geeigneten statistischen Modellen werden die Beiträge von Topographie, Bewegung und Störungen voneinander getrennt. Besonders hohe Genauigkeiten im Bereich von 1 mm/Jahr sind bei linearen Bewegungen zu erzielen, und dies aus 800 km Entfernung aus dem Weltraum. Bild 16 zeigt einen Ausschnitt des Stadtgebiets Berlin im SAR-Bild, basierend auf 63 Datensätzen von 1991 – 2000. Die zeitlichen Phasenverläufe der im Bild farbig gekennzeichneten Permanent Scatterer wurden ausgewertet. Der markierte Punkt nahe einer U-Bahn Station unterscheidet sich von seiner Umgebung um eine Senkungsrate von 2,5 mm/Jahr, die sich auch in der ebenfalls abgebildeten Phasenhistorie widerspiegelt.

Ein eher kuriose Beispiel zeigt die Permanent Scatterer Analyse in Bild 17. Dargestellt ist die Bewegung des Blechdaches eines Scherbergartenhäuschens im Münchner Norden. Das Haus besitzt kein Fundament und ist neben den thermischen Bewegungen seines Dachs auch sonstigen Bodenbewegungen ausgesetzt. Ohne in diesem Falle der Ursache auf den Grund gegangen zu sein, zeigt die Permanent Scatterer Analyse eine signifikante periodische Bewegung von 11 mm (Spitze-zu-Spitze) im Jahresrhythmus.

Mit den heutigen Daten der Auflösungsklasse 25 m sind typisch 50 – 200 solcher Permanent Scatterers pro km² in Städten zu identifizieren. Mit dem hoch auflösenden TerraSAR-X wird sich diese Dichte dramatisch erhöhen. Auch die Messgenauigkeit wird deutlich höher werden.

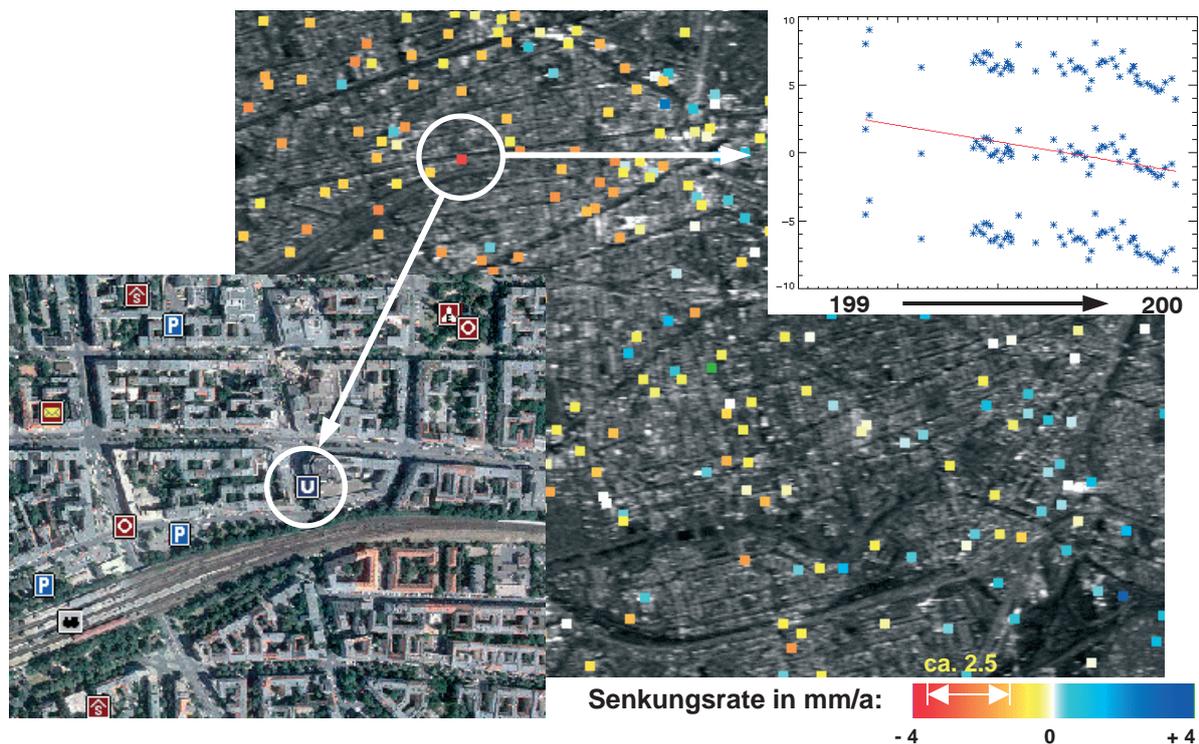


Bild 16: Innenstadt Berlin im SAR-Bild. Farbe der Punkte: Senkungsrate der Permanent Scatterer. Der Abstand der drei parallelen Punktreihen in der oberen rechten Grafik entspricht der bei Phasenmessungen unvermeidlichen 2π -Mehrdeutigkeit. Links unten: Luftbild-Stadtplan des Gebietes.

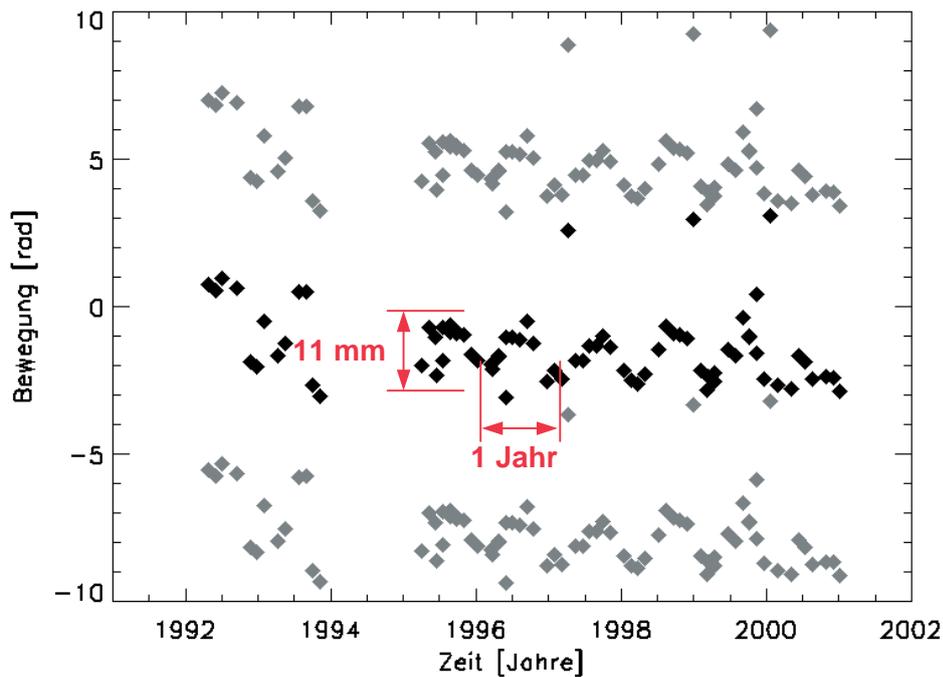
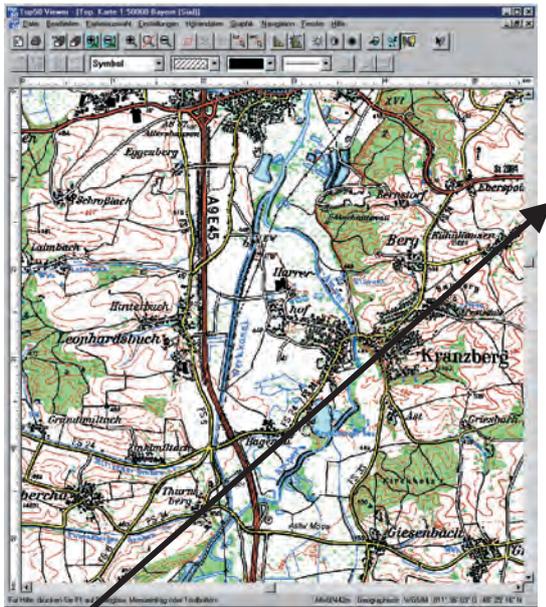


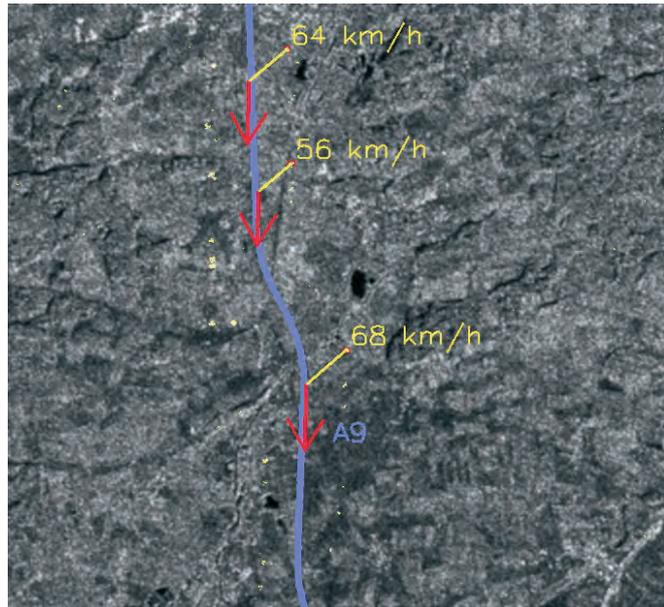
Bild 17: Auch nichtlineare Bewegungen können mit der Permanent Scatterer SAR-Interferometrie erfasst werden: Jahresperiodische Bewegungen eines Kleingebäudes mit Blechdach in München.

9 Ausblick: Verkehrserfassung mit TerraSAR-X

TerraSAR-X wird einen speziellen Abbildungsmodus bieten, bei dem die Radarantenne in Flugrichtung elektrisch geteilt betrieben wird. Dadurch können zwei SAR-Bilder im zeitlichen Abstand von 0,16 ms aufgenommen werden. Das aus diesen gebildete Interferogramm zeigt für alle nicht bewegten Objekte die Phase Null, für Objekte, die sich innerhalb des kurzen Zeitintervalls um einen geringen Bruchteil der Wellenlänge von 3,1 cm bewegt haben, z.B. Fahrzeuge, ergibt sich jedoch ein von Null verschiedener Phasenwert. Mithilfe dieser sog. Along-Track-Interferometrie lassen sich fahrende Fahrzeuge erkennen und deren Geschwindigkeit messen. Die Ergebnisse dieser flächenhaften Erfassung des Verkehrsgeschehens werden in die Verkehrsforschung eingehen, wo sie die punktuellen Messungen aus Induktionsschleifen im Straßenbelag, Brückensensoren und sog. Floating Car Data komplementieren sollen. Erste Versuche dazu wurden am DLR mit SRTM-Daten durchgeführt. Aufgrund mechanischer Vorgaben war die zweite SRTM-Radarantenne aus Bild 11 nicht nur 60 m quer zur Flugrichtung, sondern auch 7 m in Flugrichtung zur ersten Antenne versetzt. Dieser eigentlich ungewollte Versatz konnte zur Fahrzeugerkennung ausgenutzt werden (Bild 18), wobei wegen der im Vergleich zu TerraSAR-X viel geringeren Auflösung nur große Fahrzeuge, z.B. LKW mit metallischem Aufbau, erkannt werden. Sind die Fahrzeuge einmal identifiziert, wird zur genaueren Geschwindigkeitsbestimmung ein weiterer Effekt ausgenutzt: Bewegte Objekte werden im SAR-Bild aufgrund des speziellen Abbildungsprozesses abseits ihres eigentlichen Ortes abgebildet. Der Abstand zur Soll-Position, also der Straße, ist ein Maß für die Geschwindigkeit des Fahrzeugs.



**Autobahn A9
München – Nürnberg**



detektierte LKWs

Bild 18: Erkennung großer Fahrzeuge aus interferometrischen SRTM-Daten und Messung ihrer Geschwindigkeiten aus dem Versatz von der Autobahn. Der Pfeil gibt die Flugrichtung des Space Shuttles an.

Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München

**Verfestigungskörper im Boden und
Untergrundverbesserung**

Überblick über Bodenverfestigungs- und verbesserungsverfahren in Deutschland und Anwendungsgrenzen

Dipl.-Ing. Ulrich Estermann
ELE Erdbaulaboratorium Essen
Ingenieurgesellschaft für Geotechnik mbH

1 Einleitung

Unter „Bodenverfestigungen“ versteht man Verfahren, bei denen die Widerstandsfähigkeit des Bodens gegen Beanspruchungen durch Lasten, Verkehr, Wasser und Klima durch die Zugabe von Bindemitteln erhöht wird. Bodenverbesserungen bezeichnen dagegen Verfahren, bei denen die Einbaufähigkeit und Verdichtbarkeit von Böden verändert werden. Durch beide Verfahren werden natürliche Eigenschaften eines Bodens oder Baugrundes, z.B. die

- Mechanische Eigenschaften, wie Tragfähigkeit und /oder Zusammendrückbarkeit, Frostsicherheit oder Witterungsbeständigkeit und
- Hydraulischen bzw. hydrogeologischen Eigenschaften, wie Wasserdurchlässigkeit.

verändert. Daneben kann auch das gezielte Herbeiführen von Verformungen im Boden, z.B. zur Kompensation von Bodenverformungen oder zur Stabilisierung und Anhebung von Bauteilen oder Fahrbahnen Ziel einer Bodenverbesserung sein.

Im Folgenden wird im wesentlichen auf die Verfahren eingegangen, die eine Veränderung der mechanischen Eigenschaften des Bodens zum Ziel haben. Diese Eigenschaften werden durch die bodenmechanischen Kennwerte und insbesondere durch die Scherparameter φ (Reibungswinkel) und c (Kohäsion) beeinflusst. Je nach Art des Bodens sind die Anteile von Reibung und Kohäsion an der Scherfestigkeit verschieden groß. Grobkörnige Böden (Kiese, Sande) besitzen (fast) keine Kohäsion, dafür aber große Reibungswinkel. Feinkörnige Böden (Schluffe, Tone) weisen eine beträchtliche Kohäsion, jedoch nur relativ kleine Reibungswinkel auf. Die Kohäsion eines bindigen Bodens ist abhängig von der Konsistenz, d.h. von der Zustandform des Bodens, die wiederum im Zusammenhang mit dem natürlichen Wassergehalt steht. Der Reibungswinkel nichtbindiger Böden wächst dagegen mit der Lagerungsdichte des Bodens an.

Die Verfahren zur Bodenverfestigung bzw. Bodenverbesserung beeinflussen in der Regel überwiegend einen, seltener beide vorgenannten Kennwerte im gleichen Umfang. Berücksichtigt man den Einfluss der Bodenverfestigungs- und Bodenverbesserungsverfahren auf die Scherparameter, so lassen sich die derzeit bekannten Verfahren wie folgt systematisieren.

2 Systematik der Bodenverfestigungs- und Bodenverbesserungsverfahren

Im Hinblick auf die Veränderung der Scherparameter eines Bodens oder Baustoffes sind generell 2 „Hauptgruppen“ zu unterscheiden:

- Mechanische Bodenverbesserungsverfahren erhöhen die Scherfestigkeit und hier insbesondere den Reibungswinkel natürlicher Böden oder von Baustoffen.
- Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln verändern strenggenommen die Haftfestigkeit zwischen den einzelnen Körnern und beeinflussen daher überwiegend die Kohäsion der natürlichen Böden oder von Baustoffen.

Zu beiden Hauptbodengruppen gibt es eine größere Anzahl von Verfahren, die sich im Wesentlichen in der Art der Ausführung unterscheiden. Im Folgenden wird näher auf derzeit bekannte und eingesetzte Verfahren eingegangen, wobei die Zusammenstellung keinen Anspruch auf Vollständigkeit erhebt.

3 Mechanische Bodenverbesserungsverfahren

Eine Übersicht der derzeit gebräuchlichen mechanischen Bodenverbesserungsverfahren ist in dem Diagramm (Bild 1) zusammengestellt. Generell sind die Verfahren im Hinblick auf den Kornaufbau des zu verbessernden Bodens bzw. Baustoffs zu unterscheiden. Die Scherfestigkeit grobkörniger Böden lässt sich im Regelfall durch eine Erhöhung der Lagerungsdichte mit Hilfe statischer und/oder dynamischer Energie verändern, wobei die Wahl des Verdichtungsverfahrens von der Lage der zu verdichtenden Materialien abhängig ist. In gemischt- oder feinkörnigen Böden müssen dagegen zur Erhöhung der Scherfestigkeit geeignete (Stütz-)Körnungen bei gleichzeitiger Verdichtung eingebaut werden. Auch hier lassen sich die verschiedenen Verfahren überwiegend nach der Tiefenlage der zu verdichtenden Schicht unterscheiden, wobei die zur Verfügung stehenden Verfahren oftmals eine Weiterentwicklung der Verfahren für die grobkörnigen Böden darstellen.

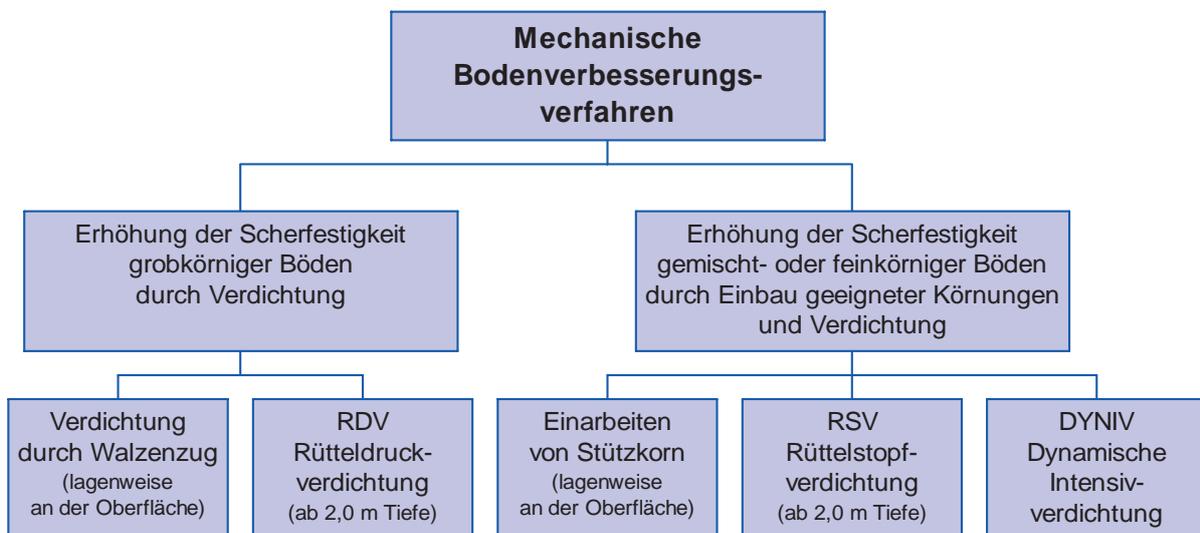


Bild 1: Übersicht der mechanischen Bodenverbesserungsverfahren

Zur näheren Beschreibung sind die in dem Diagramm erfassten mechanischen Bodenverbesserungsverfahren in Tabelle 1 zusammengestellt. Neben einer Kurzbeschreibung des Verfahrens werden hierbei die realisierbaren Abmessungen bzw. geometrischen Kenngrößen, geeignete und ungeeignete Bodenarten, bevorzugte Anwendungsgebiete sowie erforderlichen Maßnahmen zur Qualitätssicherung und Prüfung, ggf. vorhandene Zulassungen und Anbieter erfasst. Auf eine ausführliche Darstellung des Verfahrens „Verdichtung mit Walzenzug“ sowie „Einarbeiten von Stützkorn“ wurde verzichtet, da diese beiden Verfahren hinlänglich bekannt sein dürften.

Tabelle 1: Mechanische Bodenverbesserungsverfahren

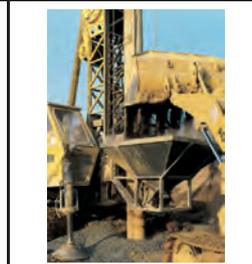
<p>Bezeichnung des Verfahrens (Abkürzung)</p>	<p>RDV Rüttel-Druck-Verdichtung</p>		<p>RSV Rüttel-Stopf-Verdichtung</p>	
<p>Kurzbeschreibung</p>	<p>Das vorhandene Porenvolumen eines anstehenden, nichtbindigen Bodens wird durch die Vibration eines Tiefenrüttlers von unten nach oben vermindert. Dadurch entsteht eine dichtere Lagerung des Bodens. Das Versenken bzw. Verdichten kann durch Wasser-spülung unterstützt werden.</p>		<p>Der anstehende, gemischt- und feinkörnige Boden wird durch einen Tiefenrüttler bis zur planmäßigen Tiefe durchteuft. Beim Ziehen wird über die Spitze des Rüttlers grobkörniges Material zugegeben, welches nachlaufend durch erneutes Absenken des Rüttlers verdichtet und seitlich in den Boden verdrängt wird. Zusätzlich erfolgt eine Aktivierung des Stopfpunktes durch das Gerätegewicht.</p>	
<p>Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers</p>	<p>Einsatztiefe (von GOK) bis max. 50 m, Breite der Verdichtungspunkte abhängig von verschiedenen Parametern, flächiger Einsatz über die Anordnung eines Rasters mit entsprechenden Abständen</p>		<p>Einsatztiefe (von GOK) bis max 20 m, Breite der Verdichtungspunkte abhängig von verschiedenen Parametern, flächiger Einsatz über die Anordnung eines Rasters mit entsprechenden Abständen</p>	
<p>geeignete Bodenarten</p>	<p>Gewachsene oder aufgefüllte grobkörnige Böden der Bodengruppen SE, SW, SI, GE, GW, GI und Schlackenhalde. Bedingt geeignet sind schwach bindige Böden der Gruppen: SU, GU.</p>		<p>Gewachsene oder aufgefüllte gemischt- und feinkörnige Böden der Bodengruppen SU, ST, GU, GT, SU*, ST*, GU*, GT*, UL, UM, TL, TM Auffüllungen aus Bauschutt, Schlacke usw.</p>	
<p>ungeeignete Bodenarten</p>	<p>Alle gemischtkörnigen und feinkörnigen Böden, organische Böden, veränderlich feste Gesteine, Festgesteine.</p>		<p>Organische Böden, veränderlich feste Gesteine, Festgesteine.</p>	
<p>Anwendungsgebiete</p>	<p>Boden- bzw. Baugrundverbesserung für die Gründung von Hoch- und Industriebauten Verbesserung von Unterbau (z.B. Dammschüttungen) / Untergrund im Verkehrswegebau</p>		<p>Boden- bzw. Baugrundverbesserung für die Gründung von Hoch- und Industriebauten Verbesserung von Unterbau (z.B. Dammschüttungen) / Untergrund im Verkehrswegebau</p>	
<p>Qualitätssicherung Prüfungen</p>	<p>Prüfung des Verdichtungserfolges durch vor- und nachlaufende Ramm- oder Drucksondierungen Kontinuierliche Produktionsdatenerfassung (Tiefe, Vorschub, Leistungsaufnahme) bei der Herstellung</p>		<p>Prüfung des Verdichtungserfolges durch vor- und nachlaufende Rammsondierungen Kontinuierliche Produktionsdatenerfassung (Tiefe, Vorschub, Leistungsaufnahme) bei der Herstellung</p>	
<p>Zulassungen/ Normungen</p>	<p>Zulassung des DIfB</p>		<p>Zulassung des DIfB</p>	
<p>Anbieter</p>	<p>Verschiedene Anbieter</p>		<p>Verschiedene Anbieter</p>	

Tabelle 1: Mechanische Bodenverbesserungsverfahren (Fortsetzung)

Bezeichnung des Verfahrens (Abkürzung)	DYNIV Dynamische- Intensiv- verdichtung	
Kurzbeschreibung	Im anstehenden Untergrund entsteht durch das Auftreffen eines fallenden Gewichtes eine Stoßbeanspruchung und damit eine Verflüssigung des Bodens. Luft und Porenwasser treten aus. Die Schlagtrichter werden mit grobkörnigem Material aufgefüllt. Nach Abklingen des Porenwasserüberdrucks erfolgt der nächste Verdichtungsübergang bis zum Erreichen der Vorgabe.	
Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers	Einsatztiefe (von GOK) 10 bis 15 m, jedoch durch höhere Fallgewichte auch tiefer Flächen ab 2000 m ² wirtschaftlich zu bearbeiten	
geeignete Bodenarten	Gewachsene oder aufgefüllte grob-, gemischt- und feinkörnige Böden der Bodengruppen SE, SI, SW, GE, GI, GW, SU, ST, GU, GT, SU*, ST*, GU*, GT*, UL, TL soweit der Durchlässigkeitsbeiwert > 10 ⁻⁷ m/s ist. Auffüllungen aus Bauschutt, Schlacke, Deponien usw.	
ungeeignete Bodenarten	Stark organische Böden, veränderlich feste Gesteine, Festgesteine	
Anwendungsgebiete	Boden- bzw. Baugrundverbesserung zur Gründung von Hoch- und Industriebauten Verbesserung des Untergrundes im Verkehrswegebau Erhöhung der Aufnahmekapazität von Deponien	
Qualitätssicherung Prüfungen	Prüfung des Verdichtungserfolges durch vor- und nachlaufende Rammsondierungen und Pressiometerversuche Kontinuierliche Produktionsdatenerfassung	
Zulassungen/ Normungen	-	
Anbieter	Verschiedene Anbieter	

4 Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln

Auch für diese Verfahren wurde zunächst ein Diagramm zur besseren Übersicht (Bild 2) erstellt. Die Verfahren lassen sich grundsätzlich in der Art, wie das Bindemittel in den Boden eingebracht wird, unterscheiden. Ohne eine Einmischung der Bindemittel ist derzeit nur der Einbau sogenannter „Stabilisierungssäulen“ gebräuchlich. Die meisten Verfahren sehen dagegen die Vermischung des Bindemittels mit dem Boden bzw. dem Baustoff vor, wobei hier wiederum die Art des Mischvorgangs und damit teilweise auch die Einsatztiefe zu unterscheiden ist.

Die Herstellung eines Boden-Bindemittel-Gemisches an der Oberfläche erfolgt im Regelfall durch Fräsen oder durch Zwangsmischer und anschließendem Transport des Materials zur Einbaustelle. Mit zunehmender Tiefe kommen hoch mechanisierte Verfahren mit Baggern, Tiefenfräsen und Ein- oder Dreifachbohrschnecken zum Einsatz. Die Verfahren werden aufgrund des hohen Geräteinsatzes überwiegend von wenigen Spezialtiefbaufirmen angeboten.

Als weitere, sehr flexible Möglichkeit ist das Düsenstrahlverfahren, auch als Hochdruckinjektion oder Jetting bezeichnet, zu nennen. Hiermit können beliebige geometrische Formen und größere Tiefen realisiert werden.

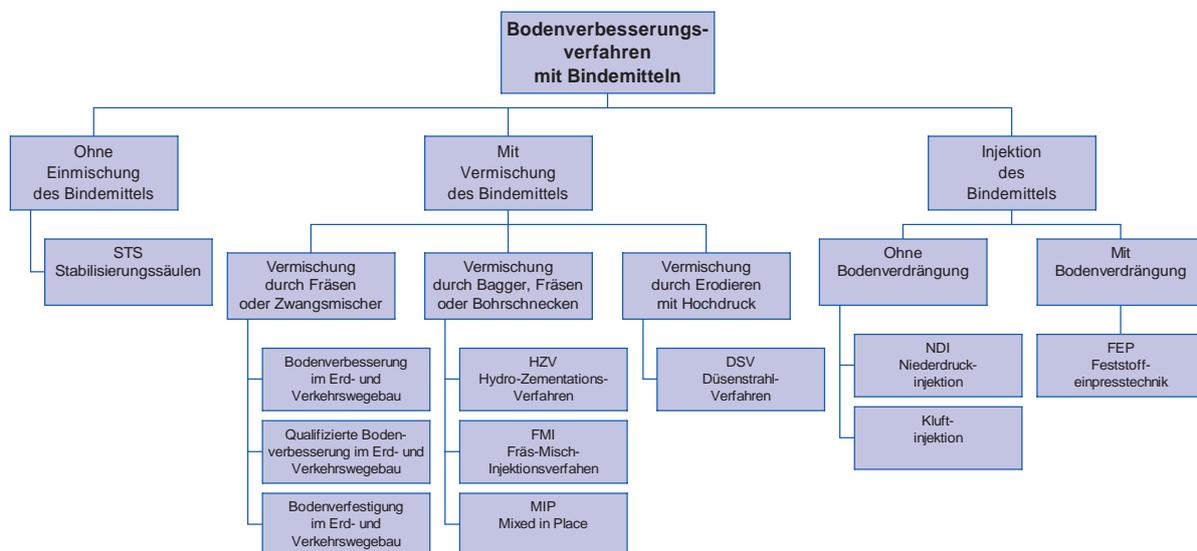


Bild 2: Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln

Als dritte Untergruppe sind die Verfahren zu nennen, die eine Injektion von pumpbaren Bindemitteln in den Baugrund beinhalten. In Abhängigkeit von dem Injektionsprinzip werden Verfahren ohne Bodenverdrängung und Verfahren mit Bodenverdrängung unterschieden. Zu den erstgenannten Verfahren gehören im Lockergestein die Poreninjektion, auch Niederdruckinjektion genannt, und im Festgestein die Kluftinjektion. Zu den Verfahren mit Bodenverdrängung zählen die Verdichtungsinjektion und die hydraulische Aufbrechinjektion, die auch unter dem Begriff „Feststoffeinpresstechnik“ bekannt sind.

Alle Verfahren dieser Hauptgruppe wurden ebenfalls tabellarisch erfasst (Tabelle 2). Auch diese Tabelle enthält eine Kurzbeschreibung des Verfahrens, Angaben zu den erzielbaren Abmessungen, Angaben zu geeigneten und ungeeigneten Böden und Baustoffen sowie eine kurze Beschreibung der Anwendungsgebiete. Des Weiteren werden auf Qualitätssicherungsmaßnahmen und Prüfungen hingewiesen und es werden Normungen und Zulassun-

gen, soweit vorhanden und erteilt, aufgelistet. Die letzte Zeile der Tabelle nennt jeweils den oder die Anbieter der einzelnen Verfahren.

Tabelle 2: Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln

Bezeichnung des Verfahrens (Abkürzung)	STS Stabilisierungssäulen Typ A und Typ B		Bodenverbesserung, Qualifizierte Bodenverbesserung, Bodenverfestigung	
Kurzbeschreibung	Die Stabilisierungssäulen kleinen Durchmessers werden im Verdrängungsverfahren in den Untergrund eingebracht. STS Typ A bestehen aus einem Trockengemisch von Weißfeinkalk und Sand zur Veränderung der Konsistenz. STS Typ B werden aus Zement und Sand erstellt und können Lasten abtragen (Setzungsreduzierung).		Auf dem anstehende Boden wird mittels Streuwagen Bindemittel ausgebracht. Durch Fräsen entsteht eine Lage eines Boden-Bindemittel-Gemisches, welches verdichtet wird. (mixed in place). Alternativ ist der Einbau eines im Zwangsmischer erstellten Boden-Bindemittel-Gemisches möglich (mixed in plant).	
Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers	Säulendurchmesser 0,1 – 0,2 m, Anordnung in einem gleichmäßigen Raster, Säulentiefe (in Abhängigkeit vom Gerät) max. 7 – 11 m Zur Lastabtragung ist eine Ausgleichsschicht aus Kies verfestigtem Boden erforderlich.		Dicke der verbesserten Lagen: min 20 cm bis max ca. 40 cm ,Dicke der verfestigten Lagen: min 15 cm bis max ca. 40 cm (jeweils in Abhängigkeit von den eingesetzten Geräten),Breite (eine Spur): 2,0 m – 2,20 m	
geeignete Bodenarten	Gewachsene gemischt- bzw. feinkörnige Böden der Bodengruppen UL,UM,UA,TL,TM, TA, SU*,ST*,GU*,GT* mit weicher bis steifer Konsistenz Bedingt geeignet: organische Böden (Eignungsprüfung), dünne Sandschichten		Gewachsene und aufgefüllte Böden der Bodengruppen GE, GW, GI, SE, SW, SI (mit einem Größtkorn < 63 mm),GU, GT, SU, ST, GU*, GT*, SU*, ST*,UL,UM,UA,TL,TM Bedingt geeignet: TA, veränderlich feste Gesteine u. Böden mit Größtkorn > 63 mm (wenn zerkleinerbar), organische Böden	
ungeeignete Bodenarten	Grobkörnige Böden, Veränderlich feste Gesteine, Festgesteine, Auffüllungen		TA (halbfeste – feste Konsistenz), Festgesteine	
Anwendungsgebiete	Typ A: Baugrundverbesserung, Erhöhung der Konsistenz und der Dichte des Bodens z.B. unter Erdbauwerken Typ B: Baugrundverbesserung unter Fundamentplatten, Einzelfundamenten, Böschungssicherungen		Bodenverbesserungen bzw. qualifizierte Bodenverbesserungen werden bei Erdarbeiten für Straßen und Verkehrsflächen ausgeführt. Die Tragfähigkeit kann erhöht und die Witterungsempfindlichkeit verringert werden. Bodenverfestigungen werden in der oberen Zone des Unterbaus von Verkehrswegen zur Erhöhung der Tragfähigkeit und Frostsicherheit ausgeführt.	
Qualitätssicherung Prüfungen	Eignungsprüfungen vor Beginn der Maßnahmen zur Auswahl der Bindemittel Herstellprotokolle mit den Produktionsparametern der Einzelsäulen 1 bis 3 Probelastungen bei wechselnden Baugrundverhältnissen auch mehr		Festlegung der Bindemittelmenge über vorlaufende Eignungsprüfungen, Eigenüberwachungsprüfungen Kontrollprüfungen	
Zulassungen/ Normungen	Zustimmungen im Einzelfall		Die Verfahren sind in der ZTVE-StB 94/97 enthalten, EN-Normen in Arbeit	
Anbieter	Wenige Spezialtiefbaufirmen		Verschiedene Anbieter	

Tabelle 2: Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln (Fortsetzung)

<p>Bezeichnung des Verfahrens (Abkürzung)</p>	<p>HZV Hydro-Zementations-Verfahren</p>		<p>FMI Fräs-Misch-Injektionsverfahren</p>	
<p>Kurzbeschreibung</p>	<p>Der anstehende Boden wird mit einem gelände-gängigem Bagger ausgehoben und seitlich gelagert. In den entstandenen Schurf wird Zementsuspension unter Zugabe von Aushubmaterial eingefüllt und mit der Baggerschaufel vermischt.</p>		<p>Der anstehende Boden wird maschinell in Fräs-Schlitzten mit Zementsuspension so gemischt, dass ein homogener, wasserbeständiger „Erdbeton-Körper“ entsteht. Bei entsprechender Dosierung des Bindemittels ist auch eine frostsichere Verfestigung des Bodens möglich.</p>	
<p>Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers</p>	<p>Einsatztiefe (von GOK): in Abhängigkeit von der vorübergehenden Standsicherheit der seitlichen Aushubböschungen und des Auslegers des Baggers bis ca.7 m Breite (eine Lamelle): ca. 2,0 m</p>		<p>Einsatztiefe (von GOK): min 2 m, max 9 m, Breite (eine Lamelle): 0,5 – 1,0 m, durch Überschneidung der Lamellen können verschiedene Querschnittsformen hergestellt werden. Linienbaustellen sind bis 1500 m Entfernung zur Mischanlage möglich</p>	
<p>geeignete Bodenarten</p>	<p>Gewachsene oder aufgefüllte Böden der Bodengruppen UL, UM, UA, TL, SU, ST, GU, GT, SU*, ST*, GU*, GT*, SE, SW, SI, GE, GW, GI auch mit Kornanteilen > 63 mm, Verwitterungszone von Festgestein Bedingt geeignet: TM, TA</p>		<p>Gewachsene oder aufgefüllte Böden der Bodengruppen UL, UM, UA, TL, TM, SU, ST, GU, GT, SU*, ST*, GU*, GT*, SE, SW, SI, GE, GW, GI Bedingt geeignet: TA, Böden mit Kornanteilen > 63 mm</p>	
<p>ungeeignete Bodenarten</p>	<p>Ungeeignet: Festgesteine, organische Böden (z.B. mächtige Torfschichten)</p>		<p>Ungeeignet: Veränderlich feste Gesteine, organische Böden (z.B. mächtige Torfschichten)</p>	
<p>Anwendungsgebiete</p>	<p>Herstellung von Stützkörpern zur Stabilisierung von rutschgefährdeten Böschungen, besonders in unwegsamen und steilen Gelände, Schwergewichtsmauern</p>		<p>Bodenverbesserung bzw. -verfestigung im Unterbau/Untergrund des Verkehrswegebau, insbesondere unter Betrieb, Dichtungsschichten im Deichbau, Baugrubensicherungen</p>	
<p>Qualitätssicherung/Prüfungen</p>	<p>Festlegung der Bindemittelmenge über vorlaufende Eignungsprüfungen, Eignungsnachweise nach Baubeginn Eigenüberwachungsprüfungen, Kontrollprüfungen</p>		<p>Festlegung der Bindemittelmenge über vorlaufende Eignungsprüfungen, Eignungsnachweise nach Baubeginn Eigenüberwachungsprüfungen, Kontrollprüfungen</p>	
<p>Zulassungen/Normungen</p>	<p>Zulassung zur Betriebserprobung durch das EBA (bis 31.07.2007)</p>		<p>Zulassung zur Betriebserprobung durch das EBA (bis 30.06.2007)</p>	
<p>Anbieter</p>	<p>Fa. Sidla & Schönberger</p>		<p>Fa. Sidla & Schönberger</p>	

Tabelle 2: Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln (Fortsetzung)

<p>Bezeichnung des Verfahrens (Abkürzung)</p>	<p>MIP Mixed-in-Place-Verfahren</p>		<p>DSV Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Jetting)</p>	
<p>Kurzbeschreibung</p>	<p>Eine Dreifachschnocke wird bis zur Solltiefe abgebohrt. Während des Abbohrens und Ziehens der Schnocken wird der anstehende Boden aufgemischt. Die vorhandenen Porenräume im Bodengerüst werden dabei mit Zementsuspension verfüllt, so dass ein definierter verfestigter Bodenkörper entsteht.</p>		<p>Durch einen energiereichen Schneidstrahl aus Wasser oder Zementsuspension, der auch mit Luft ummantelt werden kann, wird der Boden im Bereich des Bohrloches erodiert, umgelagert und mit Zementsuspension vermischt. Die Mischung wird teilweise über den Bohrlochringraum zum Bohrlochmund gespült.</p>	
<p>Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers</p>	<p>Einsatztiefe in Abhängigkeit von der Geräteeinheit bis 25 m Breite einer Lamelle in Abhängigkeit von der Geräteeinheit: 0,37 – 0,88 m Herstellung der Lamellen im „Pilgerschrittverfahren“</p>		<p>Einsatztiefe (von GOK): min 2 m, max 25 m, lotrecht, schräg, horizontal Durchmesser (abhängig von Boden und Verfahren): 0,62 – 3,0 m Durch Änderungen der Bewegung des Bohrgestänges verschiedene Körperformen</p>	
<p>geeignete Bodenarten</p>	<p>Böden der Bodengruppe SE, SW, SI, GE, GW, GI, SU, ST, GU, GT, sind besonders geeignet. Bindige Böden der Bodengruppen SU*, ST*, GU*, GT*, UL, UM, TL, TM, TA führen zu einer Festigkeitsminderung und sind bei mächtigen Schichten und halbfester Konsistenz oft nur schwer aufzuschließen. Auch mächtige organische Bodenschichten sind schwer zu bearbeiten. Einsatz auch in kontaminierten Böden nach Eignungsprüfung möglich.</p>		<p>Böden der Bodengruppen UL, UM, TL, TM, SU, ST, GU, GT, SU*, ST*, GU*, GT*, SE, SW, SI, GE, GW, GI Bedingt geeignet: TA, Böden mit Kornanteilen > 63 mm, wechselnde Auffüllungen</p>	
<p>ungeeignete Bodenarten</p>	<p>Ungeeignet sind Böden mit Kornanteilen > 100 mm und Festgesteine</p>		<p>Ungeeignet: Veränderlich feste Gesteine, Böden mit >10 M-% organischen Anteilen, Fels</p>	
<p>Anwendungsgebiete</p>	<p>Baugrubensicherungen (Verbauwand, Dichtwand) Einbau von Bewehrungselementen, Stahlträgern, Spundwänden möglich Dichtungsschichten im Deichbau, Gründungselemente</p>		<p>Verfestigung: Unterfangungen, Gründungsanierungen, Gründungsänderungen, Tiefgründungen, Vortriebssicherungen im Tunnelbau, Schachtverbaue Abdichtung: Dichtsohlen, Gewölbesohlen, Dammabdichtungen, Fugendichtungen</p>	
<p>Qualitätssicherung/Prüfungen</p>	<p>Festlegung der Bindemittelmenge über vorlaufende Eignungsprüfungen, Kontinuierliche Produktionsdatenerfassung bei der Herstellung, Entnahme von Rückstellproben während der Produktion zur Druckfestigkeitskontrolle</p>		<p>Festlegung des Verfahrens und der Suspensionsmenge über vorlaufende Probedüsung, Ausgraben und Beprobieren der Düsenstrahlkörper Eigenüberwachungsprüfungen (Suspensionswichte), elektronische Aufzeichnung der Produktionsparameter, Kontrollprüfungen</p>	
<p>Zulassungen/Normungen</p>	<p>Verschiedene Zulassungen bzw. Zustimmungen im Einzelfall</p>		<p>DIN 18321, DIN EN 12716, Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung des DIfB</p>	
<p>Anbieter</p>	<p>Fa. Bauer Spezialtiefbau</p>		<p>Verschiedene Spezialtiefbaufirmen</p>	

Tabelle 2: Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln (Fortsetzung)

Bezeichnung des Verfahrens (Abkürzung)	NDI Niederdruckinjektion (Poreninjektion)		Klüftinjektion	
Kurzbeschreibung	Zur Herstellung eines Injektionskörpers ist zunächst das Injektionsrohr mittels Bohren oder Rütteln einzubringen. Nach Abbinden der Mantelmischung werden die Ventile des Injektionsrohres einzeln von unten nach oben angefahren und mit dem Injektionsgut und einem zuvor festgelegten Druck und/oder einer Menge beaufschlagt.	Das Verfahren dient zur Vergütung von Klüften, Fugen, Spalten und Diskontinuitäten in Festgestein. In einem Bohrloch wird über Packer ein vorher festgelegter Abschnitt abgetrennt und mit dem Injektionsgut sowie einem zuvor festgelegten Druck und/oder einer Menge beaufschlagt. Nach Fertigstellung des Bereiches wird der darüber liegende Abschnitt vergütet.		
Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers	Einsatztiefe in Abhängigkeit vom eingesetzten Bohrgerät bis ca. 20 m. Rasterförmiger Anordnung der Injektionsbohrungen mit entsprechenden Abständen. Herstellung von verschiedenen geometrischen Formen möglich	Einsatztiefe in Abhängigkeit vom eingesetzten Bohrgerät bis ca. 40 m. Rasterförmiger Anordnung der Injektionsbohrungen mit entsprechenden Abständen. Die Abmessungen des Injektionskörpers sind abhängig vom Abstand der Klüfte.		
geeignete Bodenarten	Gewachsene grobkörnige Böden bis in den Feinsandbereich (je nach Wahl des Injektionsmediums)	Klüftiger Fels Bedingt geeignet für veränderlich feste Gesteine		
ungeeignete Bodenarten	Gemischt- und feinkörnige Böden, organische Böden, veränderlich feste Gesteine, Fels	Verwitterungszonen des Festgesteins		
Anwendungsgebiete	Baugrundverbesserung in rolligen Böden bei schwer zugänglichen Gründungskörpern (Schrägbohrungen), Dichtungssohlen in Baugruben	Baugrundverbesserung in Festgestein z.B. für die Ausführung von Verankerungen, Verfüllung von natürlichen Hohlräumen, Abdichtungen (Dichtungssohlen) in Baugruben,		
Qualitätssicherung/Prüfungen	Eignungsprüfung zur Wahl des Injektionsmaterials, Lage der Bohrungen und Anordnung der Ventilrohre, Überprüfung der Suspensionswichte, Aufzeichnung der eingebauten Mengen und des Druckes je Ventil, Entnahme von Rückstellproben während der Produktion z.B. zur Kontrolle der Erhärtung	Eignungsprüfung zur Wahl des Injektionsmaterials, Lage der Bohrungen und Anordnung der Injektionsstufen, Überprüfung der Suspensionswichte, Aufzeichnung der eingebauten Mengen und des Druckes je Stufe, Entnahme von Rückstellproben während der Produktion z.B. zur Kontrolle der Erhärtung. WD-Test zur Kontrolle des Injektionserfolges		
Zulassungen/Normungen	DIN EN 12715, DIN 4093	DIN EN 12715, DIN 4093		
Anbieter	Mehrere Spezialtiefbaufirmen	Mehrere Spezialtiefbaufirmen		

Tabelle 2: Bodenverbesserungsverfahren mit Bindemitteln (Fortsetzung)

Bezeichnung des Verfahrens	FEP Feststoffeinpresstechnik	
Kurzbeschreibung	Mit Hilfe von Druck werden im Boden Fließwege geöffnet (sog. Fracs), in die das Injektionsgut eindringen kann und erhärtet. Durch mehrmalige Verpressung über Manschettenrohre an gleichen Ventilen kann der Boden vorgespannt bzw. so verbessert werden, dass Hebungen entstehen.	
Abmessungen des verbesserten/verfestigten Körpers	Einsatztiefe in Abhängigkeit von der Aufgabenstellung aus einem oder mehreren Schächten, Breite des Verfestigungskörpers in Abhängigkeit von der Bohrgenauigkeit (Horizontalbohrungen) bis ca. 30 m möglich. In Kombination sind unterschiedliche Geometrien herstellbar.	
geeignete Bodenarten	Alle gewachsene Böden bis in den Grobkiesbereich	
ungeeignete Bodenarten	Veränderlich feste Gesteine, Fels	
Anwendungsgebiete	Gründungssanierungen Bauwerkshebungen Bauwerksschutz durch Kompensationsinjektion z.B. im Tunnelbau	
Qualitätssicherung/Prüfungen	Vermessung der genauen Lage der Bohrungen vor Anordnung der Ventilrohre Überprüfung der Suspensionswichte, elektronische Aufzeichnung der eingebauten Mengen bzw. des Druckes je Ventil und Verpressvorgang Kontinuierliche messtechnische Überwachung der Gebäudereaktionen (Schlauchwaagensystem)	
Zulassungen/Normungen	-	
Anbieter	Wenige Spezialtiefbaufirmen	

5 Ausblick

Die vorliegende Zusammenstellung der Bodenverfestigungs- und Bodenverbesserungsverfahren stellt den derzeitigen Entwicklungsstand in Deutschland dar. Die beschriebenen Verfahren werden und wurden bei verschiedenen Bauaufgaben – auch durch den Autor – wiederholt erfolgreich eingesetzt. Darüber hinaus gibt es sicherlich weitere technische Entwicklungen, die vielleicht bei der einen oder anderen Baumaßnahme angewandt worden sind, aber noch nicht die allgemeine Verbreitung gefunden haben und daher in der vorliegenden Zusammenstellung noch nicht erfasst wurden.

Auch wenn die beschriebenen Verfahren eine (relativ) hohe Sicherheit in der Planung, Ausführung, Prüfung und Überwachung erreicht haben, bleiben zukünftige Entwicklungsaufgaben. Zu nennen sind hier insbesondere

- **Die Veränderung der derzeitigen Anwendungsgrenzen,**
wobei der Schwerpunkt der Überlegungen sicherlich im Bereich der bedingt geeigneten Böden liegen wird.
- **Die Verbesserung der Qualitätssicherung,**
(insbesondere im Hinblick auf die fertige Leistung)
Hier sind z. B. die „einfache“ Bestimmung der Abmessungen von im Boden befindlichen Verfestigungskörpern ohne zeit- und kostenaufwändige Erkundungsbohrungen zu nennen
- **Die Kombination verschiedener Verfahren,**
als Beispiel sei auf eine Kombination des Düsenstrahlverfahrens mit der Vereisung hingewiesen, die derzeit im Zuge des Stadtbahnbaus in Köln eignungsgeprüft wird und
- **Die Entwicklung völlig neuer Bodenverfestigungs- und Bodenverbesserungsverfahren.**

6 Literatur

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN EN 12715 (2000): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen, Beuth Verlag, Berlin

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN EN 12716 (2001): Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Düsenstrahlverfahren (Hochdruckinjektion, Hochdruckbodenvermörtelung, Jetting), Beuth Verlag, Berlin

DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG: DIN 4093 (1987): Baugrund; Einpressen in den Untergrund; Planung, Ausführung, Prüfung, Beuth Verlag, Berlin

FORSCHUNGSGESELLSCHAFT FÜR STRAßEN- UND VERKEHRSWESEN,
ARBEITSGRUPPE ERD – UND GRUNDBAU (2004):
Merkblatt über Bodenverfestigungen und Bodenverbesserungen mit Bindemitteln,
FGSV Verlag GmbH, Köln

Verschiedene Technische Berichte der Spezialtiefbaufirmen

Statistische Betrachtungen zur Festigkeit von Verfestigungskörpern im Baugrund und die Ermittlung ihres charakteristischen Wertes

Dipl.-Ing. Paul Pandrea
Keller Grundbau GmbH, Beratung & Entwicklung, Offenbach am Main

Dipl.-Ing. Georg Breitsprecher
Keller Grundbau GmbH, Niederlassungsleiter, Renchen

1 Einleitung

Der Einsatz von Verfestigungskörpern im Baugrund hat mittlerweile, bedingt durch eine immer größer werdende Anzahl von wirtschaftlichen Verfahren zu deren Herstellung, eine sehr große Verbreitung erreicht. Bei der Bemessung des Verfestigungskörpers für die vorgesehene statische Aufgabe ist die Herstellungsmethode selbst nicht mehr von Bedeutung. Vielmehr geht es um die Frage, welche mechanischen Kennwerte für das fertige Produkt angenommen werden können, insbesondere welche Festigkeit angesetzt werden kann.

Da die hier betrachteten Verfestigungskörper den anstehenden Baugrund als Zuschlagstoff nutzen, der in seiner Zusammensetzung und in seinen chemischen Wechselwirkungen mit dem Bindemittel erheblichen Schwankungen unterworfen ist, sind deren Festigkeiten ebensolchen Schwankungen unterworfen und liegen darüber hinaus deutlich unter den Festigkeiten, wie man sie bei üblichen Betonen des Hochbaus erwartet. Bei der Interpretation der Ergebnisse von einaxialen Druckversuchen, die üblicherweise im Rahmen der Qualitätssicherung bei der Herstellung von Verfestigungskörpern durchgeführt werden, sorgt dies immer wieder für zum Teil erhebliche Schwierigkeiten und langwierige Diskussionen. Im Rahmen dieser Veröffentlichung sollen deshalb die statistischen Grundlagen für die Interpretation solcher Versuchsergebnisse systematisch erarbeitet und dargelegt sowie ein Überblick über die zur Zeit gültigen Vorschriften gegeben werden.

2 Begriffsbestimmungen und Abmessungen von Probekörpern

Mit dem Begriff Festigkeit im Rahmen dieser Veröffentlichung ist wie bereits oben erwähnt die einaxiale Druckfestigkeit gemeint, wie sie an Zylindern oder Prismen im Labor durchgeführt wird. Zwar entspricht der einfache Spannungszustand, dem der Körper in diesem Versuch ausgesetzt wird, nur in seltenen Ausnahmefällen dem tatsächlichen Beanspruchungszustand im Verfestigungskörper. Hier liegen praktisch immer mehrachsige räumliche Spannungszustände vor. Diese Vereinfachung wird nach Ansicht der Verfasser aber dadurch mehr als wett gemacht, dass auf Grund des begrenzten Aufwandes bei dieser Versuchsanordnung eine große Anzahl von Versuchen durchgeführt werden kann. Unter statistischen Gesichtspunkten ist einer großen Anzahl von Versuchen der Vorzug zu geben vor besonders aufwändigen Versuchen, zumal bei der großen Schwankungsbreite der hier betrachteten Grundgesamtheit. Im Hinblick auf die später angestellten Betrachtungen sei besonders darauf hingewiesen, dass die Druckfestigkeit nur positive Werte annehmen kann.

$$f_c = \frac{F}{A_c}$$

F = maximale gemessene Kraft

A_c = Querschnittsfläche des Prüfkörpers

Formel 1: *Definition der einaxialen Druckfestigkeit*

Da Probenform und -größe Einfluss auf das Versuchsergebnis haben, müssen diese zur Gewährleistung der Vergleichbarkeit standardisiert werden. Wünschenswert wäre hier natürlich nur eine zulässige Geometrie zu haben. Dies ist jedoch auf Grund historisch unterschiedlicher Entwicklungen (nationale Normen – europäische Normen) und der verschiedenen Entnahme- bzw. Herstellverfahren von Proben nicht durchzuhalten bzw. konnte noch nicht erreicht werden. Tatsächlich gibt es eine ganze Reihe von Vorschriften, in denen unterschiedliche Formen und Abmessungen von Probekörpern aufgeführt sind:

- DIN 1048-2:1991-06 Prüfverfahren für Beton (Festbeton in Bauwerken und Bauteilen) gilt im wesentlichen für Proben, die durch Kernbohrungen gewonnen werden und schreibt Zylinder mit Durchmesser 100 mm oder 150 mm vor, deren Verhältnis Höhe zu Durchmesser $1:1 \pm 10\%$ sein soll. Definitionsgemäß sind die Ergebnisse von Prüfungen an diesen Körpern mit denen an Würfeln mit Kantenlänge 200 mm gleichzusetzen. Eine Mindestanzahl von Probekörpern wird hier nicht gefordert.
- DIN 1048-5:1991-06 Prüfverfahren für Beton (Festbeton, gesondert hergestellte Probekörper) gilt für separat hergestellte Probekörper, was bei den hier betrachteten Verfahren entweder aufwändig im Labor gemischtes oder vor Ort z.B. durch Schöpfen entnommenes Material bedeuten würde. Zulässig sind Würfel mit Kantenlängen 100, 150, 200 oder 300 mm Kantenlänge (der Würfel mit 200 mm Kantenlänge entspricht dem Standard der alten DIN 1045) oder Zylinder mit Durchmesser 100, 150, 200 oder 300 mm und einem Verhältnis H:D = 2:1 (der Zylinder mit 150 mm Durchmesser und 300 mm Höhe entspricht dem Standard der neuen DIN 1045 und des EC2). Jeweils 3 Proben ergeben dabei eine Serie.
- DIN 1045:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton nennt ebenfalls den Zylinder mit Durchmesser 150 mm und 300 mm Höhe. Die Ergebnisse aus Versuchen an diesem Körper definieren den charakteristischen Wert der Festigkeit f_{ck} , den Ausgangswert für die Ermittlung des Bemessungswertes der Festigkeit durch Anwendung des Teilsicherheitsbeiwertes für Beton.
- DIN EN 12390-1:2001-02 Prüfung von Festbeton (Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen) ist die europäische Variante der DIN 1048-5:1991-06 und nennt als mögliche Abmessungen den Würfel mit 100, 150, 200, 250 und 300 mm Kantenlänge oder den Zylinder mit Durchmesser 100, 113, 150, 200, 250 und 300 mm $\pm 10\%$ und einem Verhältnis H:D = $2:1 \pm 5\%$
- DIN EN 12504-1:2000-09 Prüfung von Beton in Bauwerken (Bohrkernproben) ist die europäische Variante der DIN 1048-2:1991-06 und nennt nur die Anforderung, dass der Durchmesser größer sein soll als 3 mal dem Durchmesser des Größtkorns. Bei einem Verhältnis H:D = 2:1 kann ein Vergleich mit Zylinderfestigkeiten, bei einem Verhältnis H:D = 1:1 kann ein Vergleich mit Würfeldruckfestigkeiten erfolgen.
- DIN EN 12715:2000-10 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Injektionen) nennt in Anhang B lediglich ganz allgemein Zylinder oder Würfel mit H:D bzw. B = 2:1.
- DIN EN 12716:2001-12 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Düsenstrahlverfahren) nennt ebenfalls nur ganz allgemein Probekörper mit einem Verhältnis H:D = 2:1.

Nach Meinung der Verfasser sollte man sich ungeachtet der Vielzahl der nach den oben genannten Vorschriften zulässigen Formen und Abmessungen auch im Hinblick auf den Standard der neuen Normengeneration auf die Prüfung von Zylindern beschränken. Diese sollten nach Möglichkeit ein Verhältnis H:D = 2:1 aufweisen und im Idealfall (zumindest bei gesondert hergestellten Probekörpern) auch einen Durchmesser von 150 mm haben. Somit wäre ein direkter Vergleich mit den Festigkeitsklassen der neuen DIN 1045-2001-07 bzw. EC2 ohne Umrechnung möglich.

3 Anwendung der Normalverteilung auf Verfestigungskörper – ein Versuch

3.1 Grundlagen der Normalverteilung

Für die statistische Verteilung der Festigkeit der meisten Werkstoffe wird üblicherweise eine Normalverteilung zu Grunde gelegt. Ihre Dichtefunktion ist ein Sonderfall der Gauß'schen Glockenkurve und hat folgenden mathematischen Funktionsterm:

$$p(x) = \frac{1}{\sigma \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{(x-\mu)^2}{2 \cdot \sigma^2}}$$

σ = Standardabweichung
 μ = Mittelwert

Formel 2: Dichtefunktion der Normalverteilung

Im mathematischen Sinn ist der Mittelwert ein so genannter Lageparameter, der den Ort des Maximums auf der x-Achse angibt und die Standardabweichung ein so genannter Skalenparameter, der die Steilheit der Flanken der Funktion bestimmt. Die Dichtefunktion der Normalverteilung hat folgende mathematische Eigenschaften:

- Die Funktion ist stetig
- Der Wertebereich reicht von $-\infty$ bis $+\infty$
- Die Funktion ist „eingipflig“
- Die Funktion ist achsensymmetrisch um $x=\mu$ (Mittelwert)
- Der Flächeninhalt unter der Kurve (Integral) ist gleich 1
- Die Funktion ist analytisch nicht integrierbar, d.h. es lässt sich kein geschlossener algebraischer Ausdruck für das Integral über $p(x)$ finden. Das Integral über $p(x)$ wird als Verteilungsfunktion bezeichnet.

Die Graphen von Dichtefunktion und Verteilungsfunktion haben folgenden Verlauf:

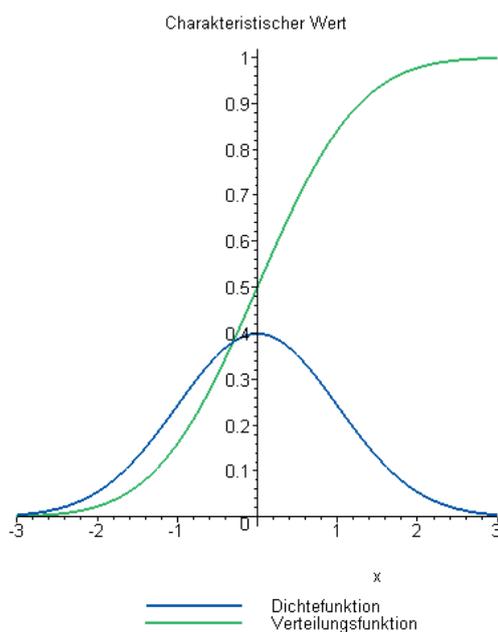


Abbildung 1: Graphen von Dichtefunktion und Verteilungsfunktion der Normalverteilung

Tatsächlich gibt es unendlich viele verschiedene Dichte- und zugehörige Verteilungsfunktionen. Um in „Vor-Computer-Zeiten“, als man auf Zahlentafeln angewiesen war, nur eine einzige Tafel zu benötigen und auch heute zum Vergleich mit anderen Verteilung wird ausgenutzt, dass man jede beliebige Normalverteilung durch Standardisierung in eine so genannte Standardnormalverteilung mit Mittelwert 0 und Standardabweichung 1 überführen kann:

Standardisierung

$$Z = \frac{X - \mu}{\sigma} \Leftrightarrow X = Z \cdot \sigma + \mu$$

X = normalverteilte Zufallsvariable
 Z = standardisierte Zufallsvariable

Formel 3: Standardisierung von Zufallsvariablen

3.2 Anwendung der Normalverteilung auf Normalbeton

Auch für die Festigkeitsverteilung von Normalbeton wird angenommen, dass sie einer Normalverteilung folgt. Dabei wird die charakteristische Festigkeit als 5%-Quantil der Verteilungsfunktion der Festigkeit definiert. Allerdings wird in der Praxis nicht der bei der Auswertung von Versuchsergebnissen etwas unhandliche Begriff der Standardabweichung verwendet, sondern das so genannte Vorhaltemaß. Dies ist der Abstand zwischen dem Mittelwert der Versuchsergebnisse und dem charakteristischen Wert der Festigkeit und wird in DIN 1045:2001-07 auf 8 N/mm² festgesetzt:

$$f_{cm} = f_{ck,cyl} + 8 \underbrace{\left[\frac{N}{mm^2} \right]}_{\text{Vorhaltemaß}}$$

f_{cm} = Mittelwert der in den Versuchen ermittelten Festigkeit
 $f_{ck,cyl} = f_{ck}$ = Charakteristischer Wert der Festigkeit

Formel 4: Definition des Vorhaltemaßes

Die Festlegung eines einheitlichen Vorhaltemaßes für (fast) alle Betonfestigkeitsklassen setzt natürlich voraus, dass die Standardabweichung von Normalbeton bekannt und unabhängig von der Festigkeitsklasse ist und die Einflussfaktoren aus dem Herstellprozess auf diese Festigkeit zuverlässig beherrscht werden. Durch Nachrechnung lässt sich diese Standardabweichung zu 4,8644 N/mm² ermitteln.

Zum besseren Verständnis sind im folgenden die Zusammenhänge für einen C12/15 dargestellt:

f_{ck}	12 N/mm ²
$f_{ck,cube}$	15 N/mm ²
f_{cm}	20 N/mm ²

Tabelle 1: Zahlenwerte für einen Beton C12/15

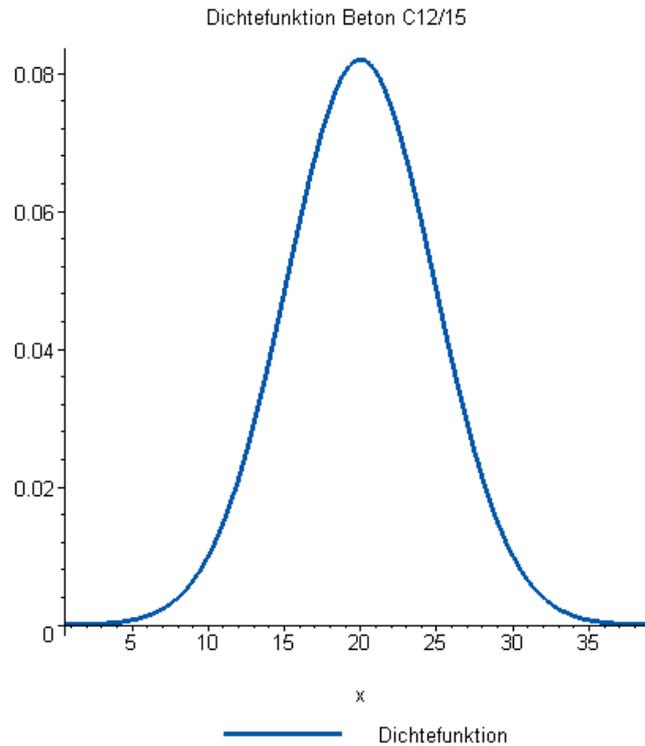


Abbildung 2: Dichtefunktion der Festigkeitsverteilung eines Beton C12/15

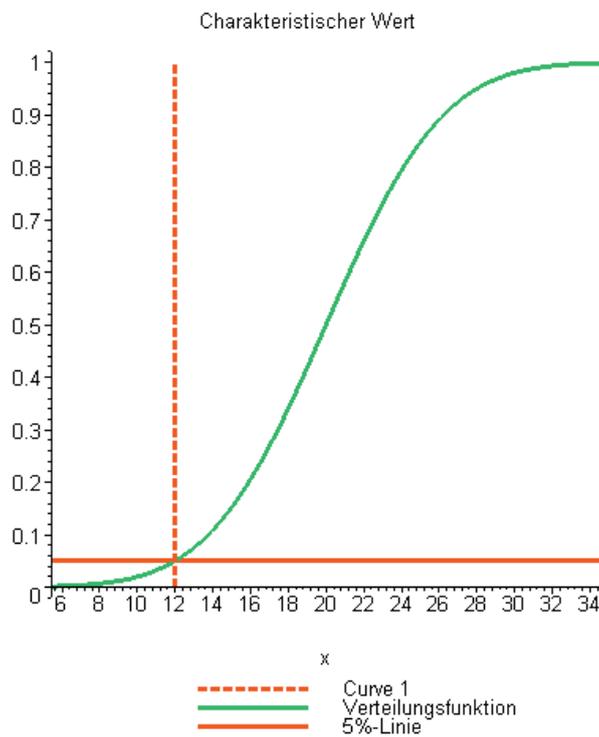


Abbildung 3: Verteilungsfunktion der Festigkeiten eines Beton C12/15

Bei den obigen Abbildungen sei besonders darauf hingewiesen, dass die Funktionswerte bei $x=0$ sehr klein sind, allerdings nicht gleich null.

3.3 Anwendung der Normalverteilung auf Verfestigungskörper im Baugrund – ein Versuch

3.3.1 Vorüberlegungen

Bevor im Folgenden der Versuch unternommen wird, die im Kapitel 3.1 und 3.2 vorgestellte Systematik auf Verfestigungskörper im Baugrund zu übertragen, sollen zunächst an Hand der folgenden Abbildungen einige grundsätzliche Vorüberlegungen angestellt werden.

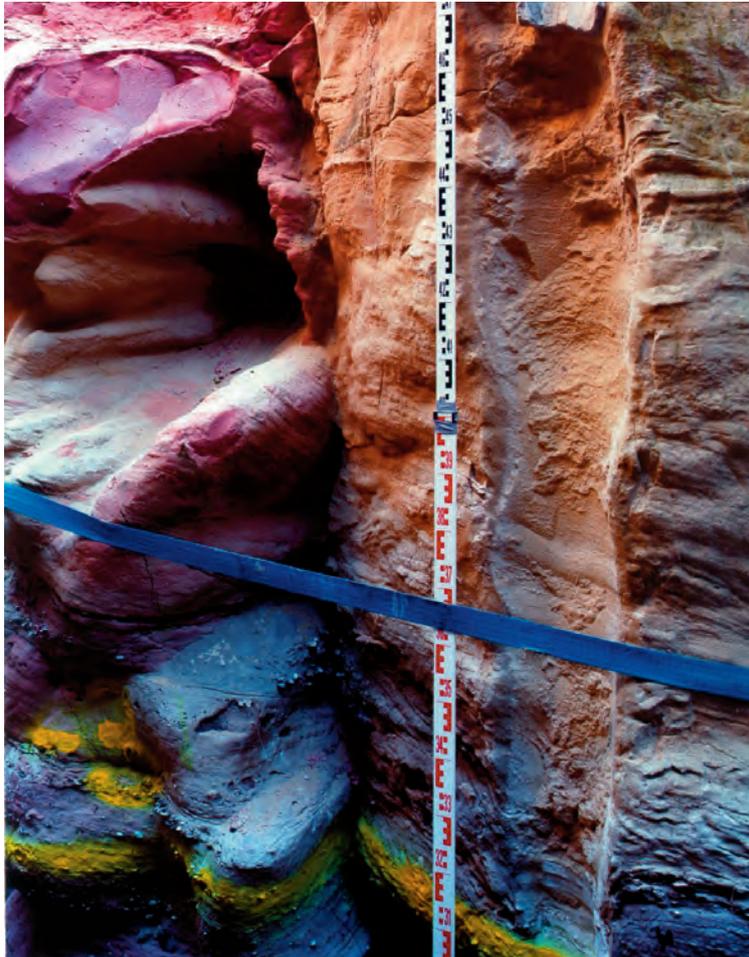


Abbildung 4: Freigelegter und gereinigter Düsenstrahlkörper

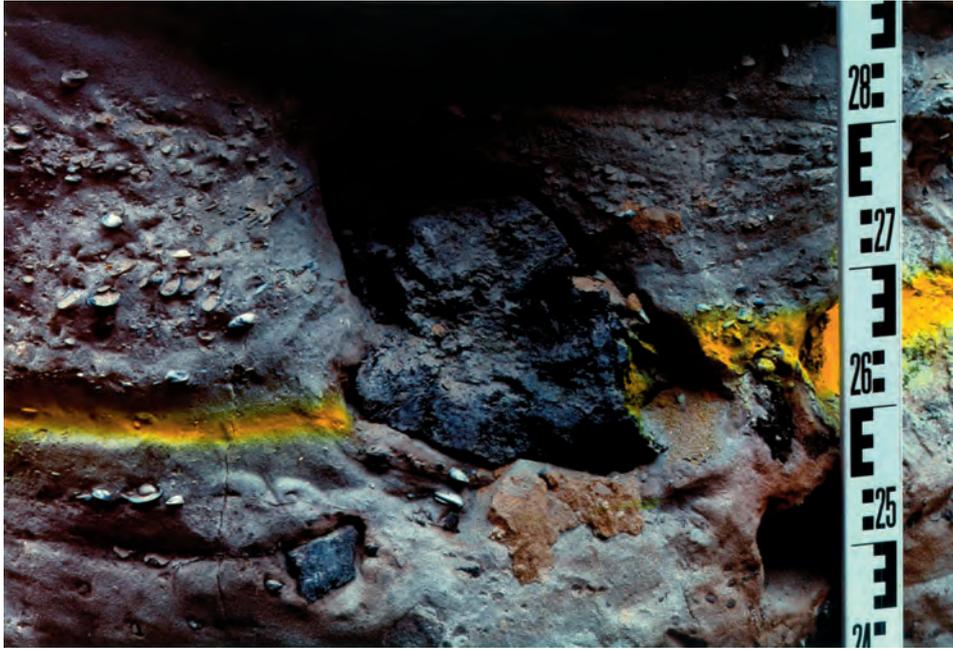


Abbildung 5: Nahaufnahme eines Einschlusses in einem Düsenstrahlkörper



Abbildung 6: Ergebnis einer Kernbohrung in einem Düsenstrahlkörper

Wie man an Hand der obigen Abbildungen sehen kann, haben Verfestigungskörper im Baugrund eine unregelmäßige Geometrie und eine inhomogene Zusammensetzung, die den Schluss nahe legen, dass auch die zu erwartenden Festigkeiten über das Volumen des Körpers stark schwanken. Versucht man, aus einem solchen Körper Proben z.B. durch Kernbohrungen zu gewinnen, kommt hinzu, dass bereits das Entnahmeverfahren zu einer nicht unerheblichen Selektion des gewonnenen Materials entsprechend der Festigkeiten führt. So sind Kernbohrungen mit Kerngewinn in inhomogenem, klüftigen und geringfestem Material nur schwer oder z.B. bei mangelnder Qualifikation des Bohrgeräteleiters sogar

überhaupt nicht durchführbar. D.h. das Entnahmeverfahren stellt bereits eine Art „Eingangskontrolle“ für die Prüfkörper dar und sondert ungewollt Material geringer Festigkeit aus. Die Stichprobe weicht somit bereits wegen der verfahrenstechnischen Grenzen des Entnahmeverfahrens signifikant von der Grundgesamtheit des ganzen Verfestigungskörpers ab, wobei das Maß der Abweichung unbekannt ist.

3.3.2 Zahlenbeispiel

Für die folgenden Betrachtungen wurden als Datenmaterial durch die Verfasser 32 beliebige Datensätze von Druckfestigkeitsprüfungen aus dem Archiv der Keller Grundbau GmbH ausgewählt. Auf den in Abbildung 7 dargestellten Datensatz, der wiederum aus diesen 32 Datensätzen ausgewählt worden ist, soll nun exemplarisch die Normalverteilung angewendet werden.

INGENIEURGESELLSCHAFT FÜR BAUSTOFFPRÜFUNG
UND QUALITÄTSSICHERUNG MBH

IBG Puchheimer Straße 13 82194 Gröbenzell bei München

Keller Grundbau GmbH
Industriestraße 11
82194 Gröbenzell



Puchheimer Straße 13
82194 Gröbenzell bei München
Telefon 08142/80 27-28
Telefax 08142/80 29

Dresdner Bank, Kto. 321 833 800 (BLZ 700 800 00)
Bayeische Vereinsbank, Kto. 50 420 345 (BLZ 700 202 70)
Eingetragen HRB 62978 AG München
Geschäftsführer: Dipl.-Ing. (FH) Ernst Färber

Prüfstelle RAP Stra - Eignungsprüfungen
Zugelassene Prüfstellen E u. W nach DIN 1045
Prüfungen im Erd- und Grundbau
Empfehlung u. Prüfung von Kunststoffen am Bau
Instandsetzung u. Erhalt von Bauwerken
Gutachten und Empfehlungen

GRÖBENZELL
16. MRZ. 1998
KELLER GRUNDBAU GMBH

Betonprüfung (Druckfestigkeit/WU) Bericht-Nr. B-0152/98 vom 13.03.1998

Firma, Niederlassung : Keller Grundbau GmbH
Baustelle, Feldfabrik, Werk : Herrsching
Lieferwerk : -
Betonfestigkeit : - **Betonsorte : -**
Baustellenleiter, Werksleiter : -

Prüfergebnisse

	1	2	3	4	5	6
Probekörper-Nummer						
WU-Prüfung						
Einlieferungsdatum	16.02.1998	16.02.1998	16.02.1998	16.02.1998	16.02.1998	16.02.1998
Herstellungsdatum	05.02.1998	05.02.1998	10.02.1998	10.02.1998	10.02.1998	10.02.1998
Prüfdatum	05.03.1998	05.03.1998	10.03.1998	10.03.1998	10.03.1998	10.03.1998
Lagerung (Wasser) Tage / °C	-	-	1/20	1/20	1/20	1/20
Lagerung (Luft) Tage / °C	17/20	17/20	21/20	21/20	21/20	21/20
Prüfalter (Ist) Tage	28	28	28	28	28	28
Ebenflächigkeit	1.0.	1.0.	1.0.	1.0.	1.0.	1.0.
Abmessungen a / b mm	100	101	101	100	100	101
Abmessungen h mm	103	101	101	102	101	99
Masse (Beton) m _b kg	1.50	1.43	1.41	1.33	1.46	1.27
Volumen (Bcton) V _b dm ³	0.81	0.81	0.81	0.80	0.79	0.79
Rohdichte ρ = m _b /V _b kg/dm ³	1.85	1.77	1.74	1.66	1.84	1.60
Bruchlast F _u MN, kN	20	25	100	22	150	34
Wassereindringtiefe mm						
Druckfestigkeit β _w = α · F _u / a · b N/mm ²	= 2,6 ³	= 3,1 ³	12	= 2,7 ³	19	= 4,3 ⁴
Grafische Darstellung der Eindringtiefen in mm Probekörper:	50 40 30 20 10 0					
Bemerkungen	Angaben des Antragstellers zu Bauteilen und Entnahmestelle (siehe Anlage)					
Gröbenzell, den 13.03.1998						

Stempel, Unterschrift (Prüfstelle)



Abbildung 7: Beispiel für die Ergebnisse von Druckfestigkeitsprüfungen

Abbildung 7 ist ein typisches Beispiel für die in der Regel zur Auswertung zur Verfügung stehende kleine Datenbasis und Qualität der Daten, die keinerlei Informationen hinsichtlich der in Kapitel 3.3.1 beschriebenen Effekte enthält. Zur besseren Lesbarkeit sind die Zahlenwerte im folgenden nochmals in einer Tabelle zusammengefasst.

Tabelle 2: Ergebnisse einer Druckfestigkeitsprüfung an einer Serie aus 6 Probekörpern

Ergebnisse der Festigkeitsprüfung [N/mm ²]
2,60
3,10
12,00
2,70
19,00
4,30

Die Werte der **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** haben einen Mittelwert von 7,2833 N/mm² und eine Standardabweichung von 6,7656 N/mm². Die Graphen der zugehörigen Dichtefunktion und Verteilungsfunktion haben folgenden Verlauf:

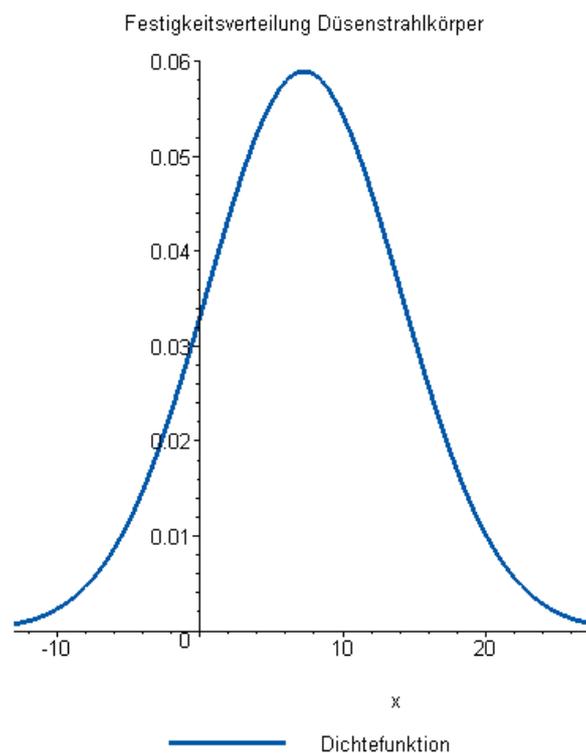


Abbildung 8: Dichtefunktion der Ergebnisse einer exemplarischen Druckfestigkeitsprüfung

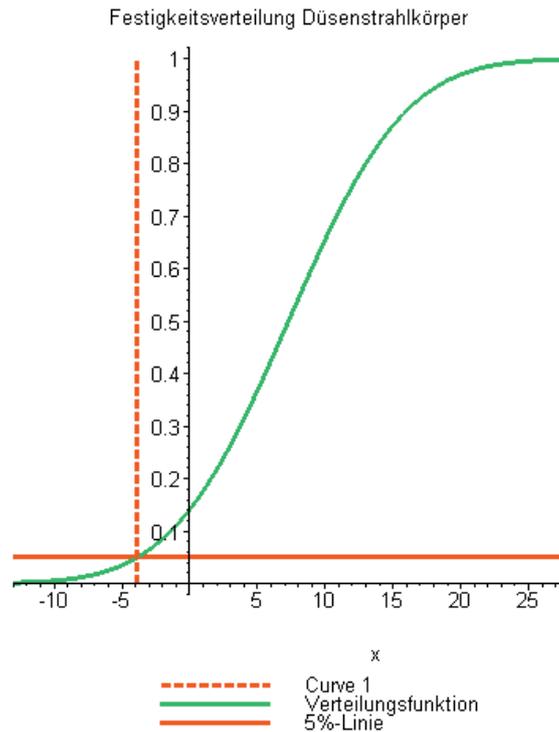


Abbildung 9: Verteilungsfunktion der Ergebnisse einer exemplarischen Druckfestigkeitsprüfung

Die zum Normalbeton analoge Festlegung der charakteristischen Festigkeit als 5%-Quantil liefert hier den Wert $-3,845 \text{ N/mm}^2$, d.h. eine negative Festigkeit, die per Definition nicht möglich ist (siehe Kapitel 2). Die Wahrscheinlichkeit negativer Festigkeiten liegt insgesamt bei immerhin 14,08 %. Die Anwendung der Normalverteilung liefert somit offensichtlich falsche Ergebnisse.

Um die Problematik dieses Ansatzes deutlicher zu machen, soll das obige Beispiel noch etwas weiter bearbeitet werden. Es werden nun aus den Versuchswerten zwei Werte gestrichen, jedoch im Sinne eines sicherheitsbewussten Vorgehens nicht die beiden schlechtesten, sondern die beiden besten.

Tabelle 3: Ergebnisse der Druckfestigkeitsprüfung mit „Streichwerten“

Ergebnisse der Festigkeitsprüfung [N/mm ²]
2,60
3,10
12,00
2,70
19,00
4,30

Die übrigen vier Werte der **Fehler! Verweisquelle konnte nicht gefunden werden.** haben nun einen Mittelwert von $3,175 \text{ N/mm}^2$ und eine Standardabweichung von $0,7805 \text{ N/mm}^2$.

Die Graphen der zugehörigen Dichtefunktion und Verteilungsfunktion haben nun folgenden Verlauf:

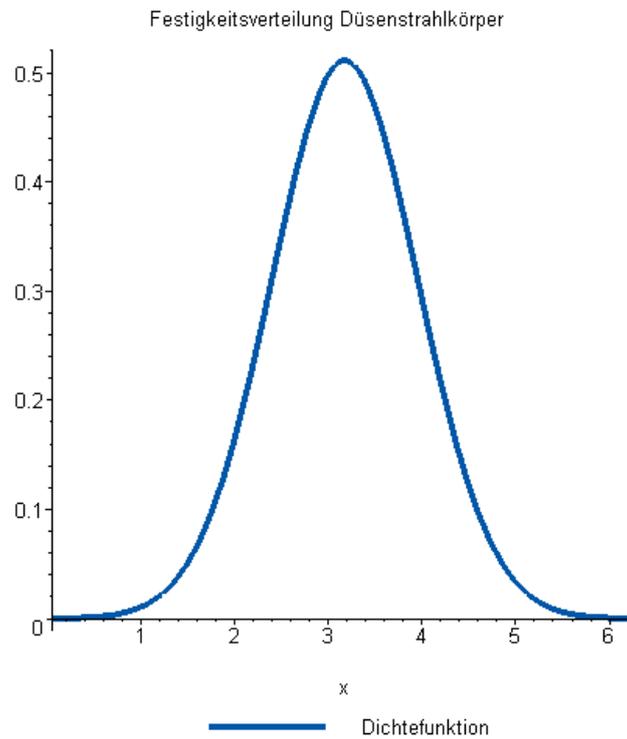


Abbildung 10: Dichtefunktion der Ergebnisse mit „Streichwerten“

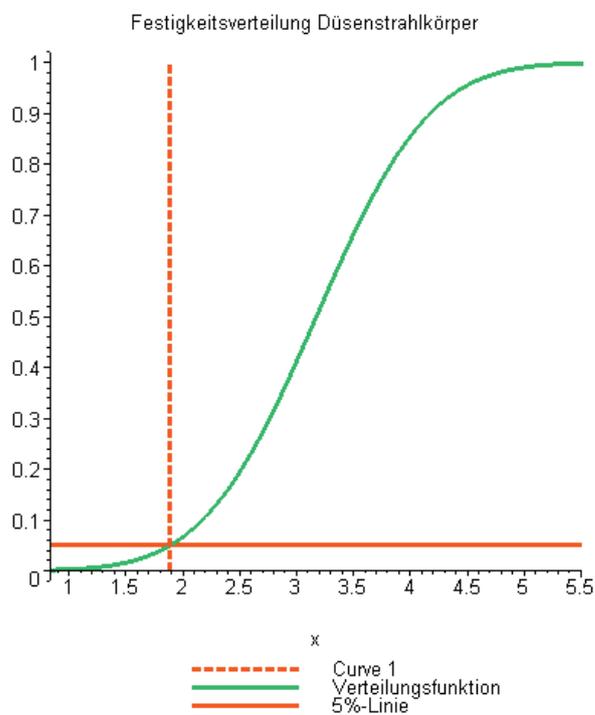


Abbildung 11: Verteilungsfunktion der Ergebnisse mit „Streichwerten“

Das 5%-Quantil liegt nun mit 1,89 N/mm² wieder im positiven Bereich. Die Wahrscheinlichkeit negativer Festigkeiten liegt nun wieder nahe null, d.h. durch Streichung der besten Ergebnisse konnte der charakteristische Wert der Festigkeiten paradoxerweise wieder angehoben werden. Mathematisch ist dies sehr einfach erklärbar, wenn man die Standardabweichung betrachtet, die durch diese Vorgehensweise von 6,7656 N/mm² auf 0,7805 N/mm² reduziert wurde. Unter ingenieurmäßigen Gesichtspunkten ist diese Vorgehensweise jedoch genauso unsinnig wie die negative charakteristische Festigkeit als Ergebnis der vorhergehenden Berechnung. Es muss daher nach anderen Lösungsmöglichkeiten gesucht werden.

3.4 Die T-Verteilung – ein weiterer Irrweg

Grundlage der oben durchgeführten Berechnungen war ein Datensatz mit lediglich 6 Einzelwerten. In der Statistik ist die Anwendung der stetigen Normalverteilung auf eine solche kleine Stichprobe problematisch (theoretisch ergeben erst unendlich viele Proben, die die Grundgesamtheit repräsentieren, die Normalverteilung). Grundsätzlich müsste zur richtigen Einordnung der gewonnenen Ergebnisse noch der Stichprobenumfang berücksichtigt werden.

Dafür wurden so genannte Prüfverteilungen entwickelt, in denen der Stichprobenumfang als Gewichtungsfaktor in die Ergebnisse mit eingeht. Die bei unserem Beispiele anzuwendende Verteilung ist die T-Verteilung oder Student-t-Verteilung. Sie baut auf der Standardnormalverteilung auf, ist jedoch nicht von der Standardabweichung abhängig, sondern nur noch vom so genannten Freiheitsgrad, einem Maß für die Anzahl der Auswertbaren Ergebnisse.

Ihr Dichtefunktion lautet:

$$g(x) = \frac{\Gamma\left(\frac{\nu}{2} + \frac{1}{2}\right)}{\Gamma\left(\frac{\nu}{2}\right) \sqrt{\nu \cdot \pi} \left(1 + \frac{x^2}{\nu}\right)^{\left(\frac{\nu}{2} + \frac{1}{2}\right)}}$$

x = Zufallsvariable

$\nu = n - 1$

ν = Freiheitsgrad

n = Anzahl der Proben

Formel 5: Dichtefunktion der T-Verteilung

Um eine bessere Vorstellung vom Funktionsverlauf dieser Dichtefunktion zu haben, wird sie zusammen mit derjenigen der Normalverteilung in der folgenden Abbildung 12 dargestellt. Wie man sehen kann ist sie ähnlich zur Normalverteilung, jedoch etwas flacher.

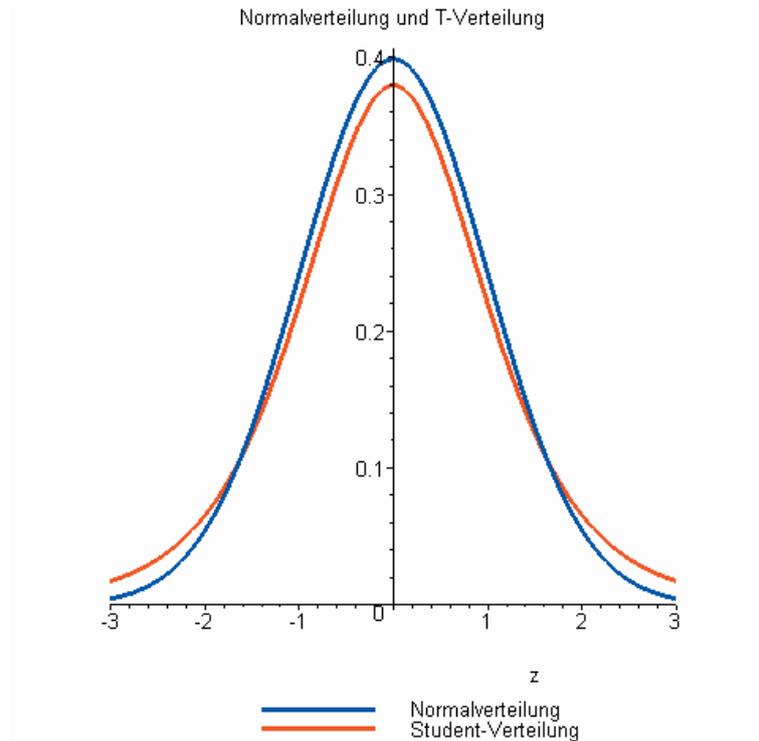


Abbildung 12: Standardnormalverteilung und T-Verteilung mit Freiheitsgrad 5

Wertet man das in Kapitel 3.3.2 bereits behandelte Datenmaterial unter Nutzung der Standardisierung (Kapitel 3.1) aus, so ergibt sich nun ein noch kleineres 5%-Quantil von -6,349 N/mm². In der folgenden Darstellung ist zum Vergleich aus das 5%-Quantil aus der Normalverteilung nochmals dargestellt.

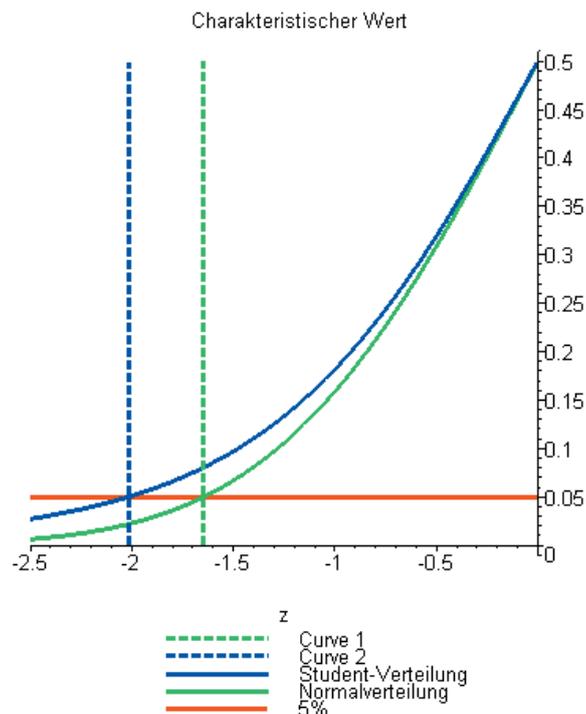


Abbildung 13: 5%-Quantile von Standardnormalverteilung und T-Verteilung (Freiheitsgrad 5)

Dies ist kein Fehler, sondern nicht anders zu erwarten. Die T-Verteilung nähert sich zwar für unendlich viele Prüfergebnisse (Freiheitsgrade) der Standardnormalverteilung asymptotisch an, ist jedoch nicht nur für den in Abbildung 12 dargestellten Fall (Freiheitsgrad 5) sondern immer flacher als diese. Auf unsere Problematik übertragen bedeutet dies, dass ein nach der Normalverteilung ermitteltes 5%-Quantil immer größer ist als ein nach der T-Verteilung ermitteltes. Mithin verhindert die T-Verteilung das Auftreten negativer 5%-Quantile also nicht sondern verstärkt es sogar noch. Die T-Verteilung ist demnach für unsere Zwecke noch problematischer als die Normalverteilung selbst bzw. erst recht unbrauchbar.

3.5 Der Fehler des mathematischen Modells der Normalverteilung

Nachdem aufgezeigt wurde, dass die Normalverteilung ebenso wie die daraus abgeleitete T-Verteilung unsinnige Ergebnisse liefern, muss die Modellierung der Wirklichkeit durch diese Modelle hinterfragt werden. Hierzu wollen wir uns nochmals den Verlauf der Dichte- und Verteilungsfunktion der Normalverteilung unseres Beispiels im Bereich $x < 0$ ansehen.

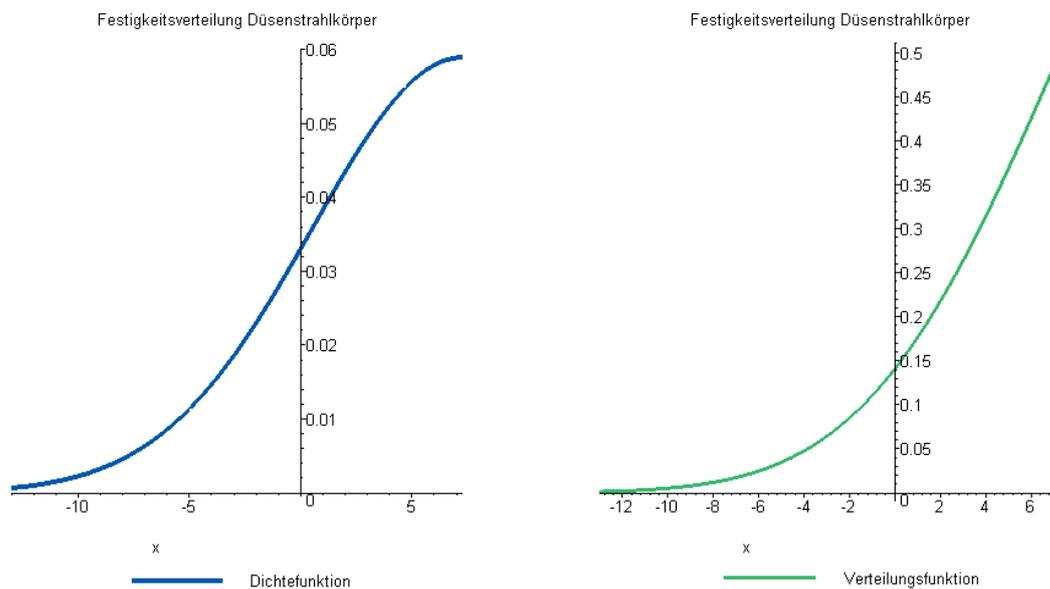


Abbildung 14: Dichte- und Verteilungsfunktion der Normalverteilung

Man erkennt deutlich, dass es Funktionswerte im Wertebereich $x < 0$ gibt. Tatsächlich hat die Normalverteilung wie bereits in Kapitel 3.1 angegeben einen Wertebereich von $-\infty$ bis $+\infty$, es gibt innerhalb dieses Modells Wahrscheinlichkeiten für Festigkeiten $x \ll 0$ selbst für einen hochfesten Werkstoff mit $\mu \gg 0$ (wenn auch natürlich sehr kleine).

Da aber Festigkeiten immer größer oder gleich 0 sind, liegt hier offensichtlich ein Fehler bei der Modellierung vor. Erschwerend kommt hinzu, dass man bei der Festlegung des charakteristischen Wertes der Festigkeit auf genau diesen Teil des Funktionsverlaufes zurückgreift, der von der Wirklichkeit abweicht. Die Anwendung der Normalverteilung bzw. der T-Verteilung auf die Festigkeit von Verfestigungskörpern im Baugrund ist also dezidiert falsch. Tatsächlich ist die Festigkeit solcher Körper im für sicherheitsrelevante Betrachtungen interessanten Wertebereich anders verteilt.

Um dies zu zeigen wurden in der folgenden Darstellung für die Festigkeiten aller 32 ausgewählten Datensätze ein Histogramm gezeichnet und mit der Dichtefunktion der Normalverteilung (blau) verglichen. Wie erwartet weicht die Kurve der Normalverteilung ganz erheblich von dem Gebirge des Histogramms ab.

Die rote Kurve ist die Dichtefunktion der Log-Normalverteilung, die im folgenden Kapitel vorgestellt wird und eine bessere Übereinstimmung zeigt.

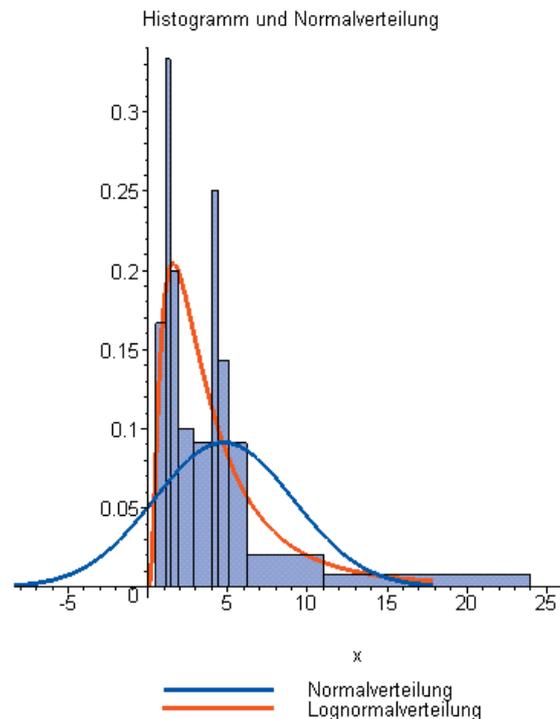


Abbildung 15: Histogramm der Festigkeiten von 32 Datensätzen mit Darstellung der Dichtefunktionen der Normalverteilung und der Log-Normalverteilung

4 Die Log-Normalverteilung

Die logarithmische Normalverteilung oder kurz Log-Normalverteilung ist eine ebenfalls stetige Wahrscheinlichkeitsverteilung, jedoch nur über die Menge der positiven reellen Zahlen. Sie beschreibt die Verteilung einer Zufallsvariablen x , wenn $\ln(x)$ normalverteilt ist. Ihre Dichtefunktion lautet:

$$f(x) = \frac{1}{\sigma\sqrt{2\pi}} \cdot \frac{1}{x} \cdot e^{-\frac{(\ln x - \mu)^2}{2\sigma^2}}$$

μ = Mittelwert der normalverteilten Variablen $\ln(x)$

σ = Standardabweichung der normalverteilten Variablen $\ln(x)$

Abbildung 16: Dichtefunktion der Log-Normalverteilung

Die Log-Normalverteilung ist rechtsschief, also nicht symmetrisch wie die Normalverteilung. D.h. die Festigkeitswerte häufen sich zum Ursprung hin an.

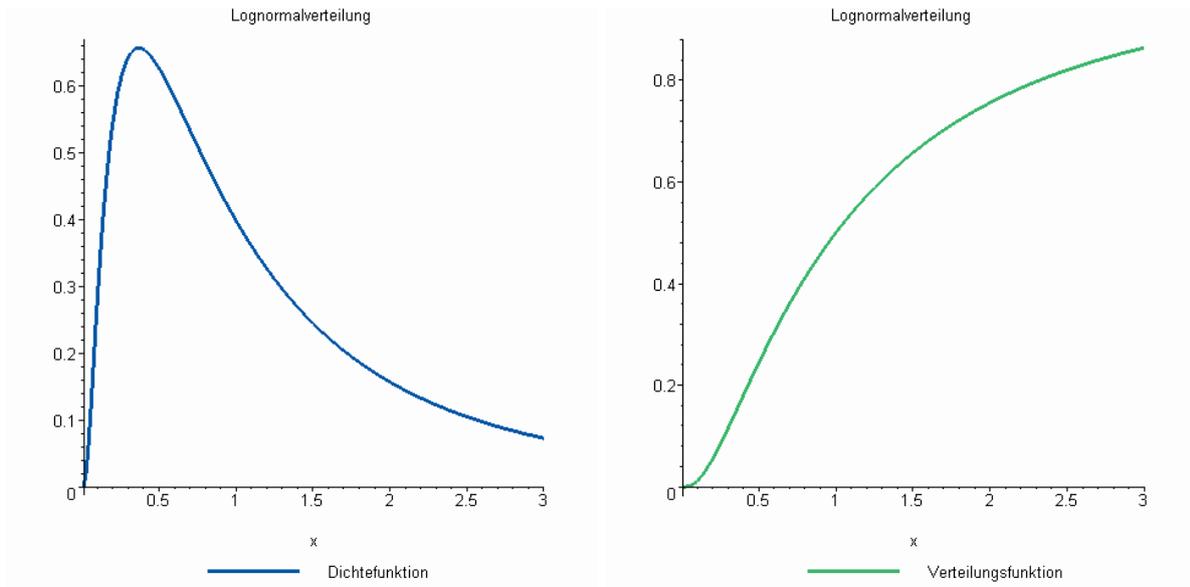


Abbildung 17: Dichtefunktion und Verteilungsfunktion der Log-Normalverteilung

Wie in Abbildung 15 zu sehen ist, hat die Log-Normalverteilung eine wesentlich größere Ähnlichkeit zum Gebirge des Histogramms als die Normalverteilung. Zum Vergleich mit den Ergebnissen in den Kapiteln 3.3.2 und 3.4 soll nun das 5%-Quantil des Beispiels unter der Annahme dieser Verteilung berechnet werden.

Rohdaten (x) [N/mm ²]	ln (x)
2,60	0,9555
3,10	1,1314
12,00	2,4849
2,70	0,9933
19,00	2,9444
4,30	1,4586
μ	
	1,6614
σ	
	0,8475
5%-Quantil	
1,3065	0,2674

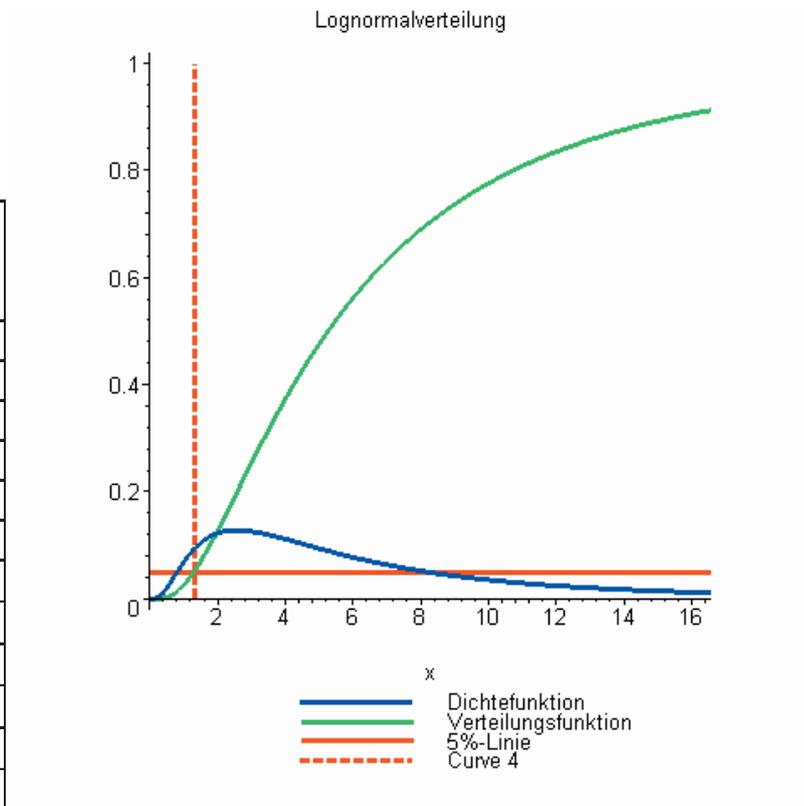


Abbildung 18: Ermittlung des 5%-Quantils unter der Annahme einer Log-Normalverteilung

Die Vorgehensweise dabei ist folgende: Zunächst wird von allen Prüfergebnissen der natürliche Logarithmus berechnet (Transformation) und dann für diese transformierten Werte Mittelwert und Standardabweichung ermittelt. Anschließend kann man entweder die Verteilungsfunktion der Log-Normalverteilung durch Integration des Funktionsterms aus Formel 5 berechnen, deren Schnittpunkt mit der 5%-Linie bereits das gesuchte Quantil ist, oder die Verteilungsfunktion der Normalverteilung von $\ln(x)$ berechnen, deren Schnittpunkt mit der 5%-Linie der natürliche Logarithmus des 5%-Quantils ist. Das 5%-Quantil selbst erhält man dann durch Anwendung der natürlichen Exponentialfunktion (Rücktransformation). Beide Rechenwege führen zum gleichen Ergebnis und sind daher gleichwertig.

Voraussetzung für die Anwendung der Log-Normalverteilung zur Bestimmung der charakteristischen Festigkeit als Quantil der Verteilungsfunktion wäre jedoch zunächst der Nachweis mit den dafür in der Statistik entwickelten Verfahren (Normalitätsbedingungen), dass der natürliche Logarithmus aller Festigkeiten von Verfestigungskörpern im Baugrund normalverteilt ist. Hierzu ist sicherlich die wissenschaftliche Auswertung von mindestens einigen hundert Datensätzen ausführender Firmen notwendig, ohne die nach Meinung der Verfasser jedoch die qualifizierte Erarbeitung von Teilsicherheitsbeiwerten für Verfestigungskörper im Baugrund, wie sie im Rahmen der Neufassung der DIN 4093 notwendig ist, nicht möglich sein wird.

5 Regelungen zur Ermittlung der Festigkeit in heute gültigen Vorschriften

Die oben dargelegte Problematik bei der Ermittlung der Festigkeit von Verfestigungskörpern ist nicht neu. Daher wurden in den heute gültigen Regelwerken mehr oder weniger pragmatische Vorgehensweisen festgeschrieben. Deren statistischer Hintergrund wurde allerdings für den Anwender so aufbereitet, dass keine umfangreichen Berechnungen zur Ermittlung von Quantilen durchzuführen sind und vor allem auch negative Ergebnisse ausgeschlossen sind.

5.1 DIN 4093:1987-09 (Injektionen) und Zulassungen für das Düsenstrahlverfahren

In DIN 4093 wird vorgegeben, dass je 500 m³ hergestelltem Injektionskörper 1 Satz bestehend aus 4 Probekörpern entnommen wird. Aus diesem Satz von Proben darf das schlechteste Ergebnis gestrichen werden. Liegt die Festigkeit bei Einpresskörpern aus Tonzementsuspensionen nach 28 Tagen unter 5 N/mm², erfolgt die Prüfung der Druckfestigkeit nach DIN 18136:2003-11. Ansonsten erfolgt die Prüfung nach DIN 1048-2:1991-06. Die zulässige Normalspannung ergibt sich dann wie folgt:

Bei Prüfung nach DIN 1048 Teil 1:

$$\sigma_D = \frac{\beta_D'}{5}$$

Bei Prüfung nach DIN 18136:

$$\sigma_D = \frac{q_u'}{3}$$

Formel 6: Zulässige Normalspannung nach DIN 4093

Auf diese Vorgehensweise wird auch in den aktuellen Zulassungen des Deutschen Institut für Bautechnik für das Düsenstrahlverfahren zurückgegriffen, jedoch wird sie etwas abgewandelt. Demnach sind je 1000 m³ hergestelltem Düsenstrahlkörper vier Einzelproben (1 Satz) zu entnehmen. Die Streichung von Ergebnissen ist nicht mehr zulässig und die Prüfung erfolgt unabhängig von der erreichten Festigkeit nach DIN 1048-2:1991-06. Die zulässige Normalspannung ergibt sich wie folgt:

Prüfung nach DIN 1048 - 2 : 1991 - 06

$$\sigma_D = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{\beta_m}{5} \\ \min \beta_i \\ \frac{3}{5,0 N/mm^2} \end{array} \right.$$

Formel 7: Zulässige Normalspannung nach Zulassung DIBt für Düsenstrahlverfahren

Vorteil der Verwendung fester Faktoren ist, dass dadurch das Auftreten negativer Ergebnisse ausgeschlossen wird. Nachteil bzw. eine in Kauf genommene Ungenauigkeit des Verfahrens ist, dass die aus den Versuchsergebnissen ablesbare Streuung der Ergebnisse nur ungenau berücksichtigt wird und man auf diese Art und Weise kein einheitliches Sicherheitsniveau erreicht. Eine Diskussion darüber, inwieweit die Forderung nach einem einheitlichen Sicherheitsniveau in diesem Bereich überhaupt sinnvoll ist, kann und soll an dieser Stelle nicht geführt werden.

5.2 Tiefreichende Bodenstabilisierung (Deutschland)

Auch bei diesem Verfahren ist je 500 m³ hergestellter Kubatur eine Serie aus 4 Probekörpern (1 Satz) zu entnehmen. Für die Ermittlung der Festigkeiten lehnt man sich an die Regelungen der alten Betonbaunorm an. Es wird gefordert, dass der Mittelwert der Ergebnisse mindestens dem Mittelwert der angenommenen Betonfestigkeitsklasse (Normalbeton) entspricht und der kleinste Festigkeitswert mindestens noch dem Nennwert der Betonfestigkeitsklasse. In der folgenden Formel wurde auch versucht, dies in die aktuelle Nomenklatur zu übersetzen.

$$\begin{aligned} \bar{q}_{uf} &\geq \beta_{WS} \approx f_{cm} \\ \min q_u &\geq \beta_{WN} \approx f_{ck} \end{aligned}$$

Formel 8: Festigkeitsermittlung für Tiefreichenden Bodenstabilisierungen nach Zulassung DIBt

Diese Anlehnung an die Regelungen für Normalbeton stellt nach Meinung der Verfasser eine unnötig strenge Beschränkung dar, insbesondere auch im Hinblick darauf, dass bei den im Rahmen dieser Veröffentlichung betrachteten Körper in aller Regel wesentlich geringere Festigkeiten erforderlich sind als bei üblichen Bauteilen des Hochbaus.

5.3 Tiefreichende Bodenstabilisierung (USA und Polen)

Die hier geschilderte Vorgehensweise ist in den betreffenden Ländern zwar (noch) nicht in entsprechende Normen eingegangen, wird jedoch in der Praxis verwendet. Ähnlich wie bei der aktuellen deutschen Injektionsnorm und den Zulassungen wird mit einem globalen Sicherheitsbeiwert gearbeitet. Der Mittelwert der Versuchsergebnisse muss dabei um den Faktor 2 bis 3 höher liegen als der angesetzte Bemessungswert. Der kleinste Wert muss mindestens dem angesetzten Bemessungswert entsprechen. Als Besonderheiten, die jedoch nicht durchgängig so angewendet werden, dürfen 5 % der Werte die Mindestanforderung unterschreiten und die Ergebnisse der Prüfungen werden nach oben hin gekappt.

$$\begin{aligned} \text{Mittelwert } \bar{q}_{uf} &= (2,0 \div 3,0) \cdot \min \sigma_d \\ \min q_u &\geq \sigma_d \\ & \text{(5\% der Proben dürfen kleiner sein als } \sigma_d \text{)} \\ & \text{(Kappung der Ergebnisse } q_{uf} \geq 2 \cdot \text{erf } \bar{q}_{uf} \text{)} \end{aligned}$$

Formel 9: Festigkeitsermittlung für Tiefreichende Bodenstabilisierungen in den USA und Polen

Auch bei dieser Vorgehensweise erhält man im Ergebnis durch die Verwendung fester Faktoren und die nur ansatzweise Berücksichtigung der Streuung durch das kleinste Versuchsergebnis kein einheitliches Sicherheitsniveau. Bezüglich der Kappung von Versuchswerten gilt grundsätzlich das gleiche wie für Streichungen von Versuchswerten (Kapitel 3.2).

5.4 Tiefreichende Bodenstabilisierung (Japan)

In Japan wurde zur Festlegung der Teilsicherheitsbeiwerte für Verfestigungskörper eine sehr detaillierte statistische Auswertung der durch das Building Center of Japan (BCJ) zusammengetragenen Ergebnisse von 26 Baustellen vom Coastal Development Institute of Technology (CDIT) vorgenommen. Ausgangspunkt der dort angestellten Überlegungen ist zwar die nach den in den bislang dargelegten Erkenntnissen falsche Annahme einer Normalverteilung für die Festigkeiten. Der Ansatz der Normalverteilung lässt sich jedoch möglicherweise dadurch rechtfertigen, dass in Japan generell sehr hohe Festigkeiten für Verfestigungskörper im Baugrund angestrebt und erreicht werden. Abgesehen davon wurde jedoch sehr systematisch vorgegangen und deshalb soll dies hier ausführlich vorgestellt werden.

Ist die Verteilung der Festigkeiten bekannt, dann lässt sich ein Quantil, z.B. der charakteristische Wert der Festigkeit, aus dem Mittelwert der Versuchsergebnisse durch Abzug eines m-fachen Wertes der Standardabweichung ermitteln. Der Faktor m repräsentiert dabei ein bestimmtes angestrebtes Zuverlässigkeitsniveau. Statt der Standardabweichung lässt sich auch die Varianz der vorliegenden Ergebnisse verwenden, so dass aus dem Summanden ein Faktor wird, der für ein bestimmte Verteilung und ein bestimmtes Sicherheitsniveau konstant ist.

$$\begin{aligned} f_{ck} &= \bar{q}_{uf} - m \cdot \sigma_f \\ &= \bar{q}_{uf} \cdot (1 - m \cdot \nu_f) = \eta_1 \cdot \bar{q}_{uf} \end{aligned}$$

f_{ck} = Charakteristischer Wert der Festigkeit

\bar{q}_{uf} = Mittelwert der Festigkeiten im Feld

m = Faktor zur Festlegung des Zuverlässigkeitsniveaus

σ_f = Standardabweichung der Ergebnisse

ν_f = Varianz der Ergebnisse

η_1 = Abminderungsfaktor zur Ermittlung von f_{ck} aus den Versuchsergebnissen

Formel 10: Ermittlung der charakteristischen Festigkeit (Japan)

Die Vorteile der Verwendung eines Faktors liegen in der einfachen Handhabung bei der praktischen Auswertung von Versuchsergebnissen. Dieser Formalismus der Verwendung

von Faktoren lässt sich dann sehr einfach zur Berücksichtigung weiterer Einflussgrößen ausbauen.

$$f_{ck} = \eta \cdot \bar{q}_{uf}$$

mit $\eta = \eta_1 \cdot \eta_2 \cdot \eta_3$

η_1 = Abminderungsfaktor zur Ermittlung von f_{ck}
aus den Versuchsergebnissen

η_2 = Abminderungsfaktor für reduzierte Festigkeit
im Bereich überschnittener Säulen

η_3 = Abminderungsfaktor für unbehandelte Zwickel
bei aus Säulen zusammengesetzten Blöcken

Formel 11: Faktoren zur Berücksichtigung weiterer die Tragfähigkeit beeinflussender Effekte

Es können auch Mischversuche im Labor zur Ermittlung der zu erwartenden Festigkeit herangezogen werden. Da Mischungen im Labor in der Regel weniger stark streuen als Mischungen im Feld, wurde zur Umrechnung ein weiterer Faktor eingeführt.

$$f_{ck} = \eta \cdot \lambda \cdot \bar{q}_{ul}$$

mit \bar{q}_{ul} = Mittelwert der Festigkeiten im Labor

λ = Abminderungsfaktor für Berechnung von
erwarteten Feldwerten aus Laborwerten

η = Abminderungsfaktor zur Ermittlung von f_{ck}
aus den Versuchsergebnissen

Formel 12: Faktor zur Umrechnung von Laborwerten auf zu erwartende Festigkeiten im Feld

Die eigentliche Bemessung kann anschließend wie gewohnt nach dem Teilsicherheitskonzept erfolgen.

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_R} \quad \text{und} \quad \sigma_d \leq f_{cd}$$

mit σ_d = Bemessungswert der Spannungen

f_{cd} = Bemessungswert der Festigkeiten im Labor

f_{ck} = Charakteristischer Wert der Festigkeit

γ_R = Teilsicherheitsbeiwert für Widerstände

Formel 13: Berechnung des Bemessungswertes der Festigkeit aus deren charakteristischem Wert

Nach Auswertung der Datenbasis wurden folgende Werte für die einzelnen Faktoren festgelegt:

Tabelle 4: Faktoren zur Ermittlung von charakteristischem Wert und Bemessungswert der Festigkeit

Parameter	Wert	Bemerkung
η_1	0,5 bis 0,6	Ermittelt aus der Auswertung von 26 Baustellen
η_2	0,8 bis 0,9	Überlappungen (abhängig vom Werkzeug)
η_3	0,7 bis 0,9	Unbearbeitete Zwickel (abhängig vom Werkzeug)
λ	0,5 bis 1,0	In der Praxis sind auch Werte deutlich größer als 1,0 festgestellt worden.
γ_R	2,0 bis 3,0	Teilsicherheitsbeiwert, der alle weiteren Sicherheiten enthalten soll (z.B. zyklisches Verhalten, Bauwerkskategorie, Belastungsart, Sicherheitsniveau, etc.)

Die oben vorgestellte Vorgehensweise ist wohlgermerkt nicht bei jedem Bauvorhaben neu zu durchlaufen, sondern diene der qualifizierten Ermittlung der relevanten Faktoren. Eine ähnlich systematische Vorgehensweise ist auch bei der Festlegung der Sicherheitsbeiwerte im Rahmen der Neufassung der DIN 4093 notwendig.

Für die Auswertung der Versuchsergebnisse der Güteüberwachung wurde in Japan eine eigene Systematik entwickelt, wobei der Umfang der durchgeführten Prüfungen den Abstand zwischen Bemessungswert und erreichten Festigkeiten in den Versuchen bestimmt. Diese Vorgehensweise wird in Deutschland bislang nur bei Pfahltragfähigkeiten angewendet wird.

$$\bar{q}_{uN} = \frac{\sum_{i=1}^N q_{ui}}{N}$$

$$q_{ui} = \frac{q_{u1}^i + q_{u2}^i + q_{u3}^i}{3}$$

$$\bar{q}_{uN} \geq \frac{f_{cd} \cdot \gamma_R}{1 - k_a \cdot v_d}$$

$$v_d \leq 0,35$$

N	1	2	3	4-6	7-8	≥9
k_a	1,8	1,7	1,6	1,5	1,4	1,3

Formel 14: Auswertung von Versuchen im Rahmen der Güteüberwachung

6 Zusammenfassung

Im Rahmen dieser Veröffentlichung konnte gezeigt werden, dass die Annahme der Normalverteilung oder auch darauf aufbauender Prüfverteilungen für die Verteilung der Festigkeiten von Verfestigungskörpern im Baugrund eine fehlerhafte Modellbildung der Wirklichkeit darstellt und dass deren Anwendung zu unsinnigen und daher unbrauchbaren Ergebnissen bzw. Ausgangswerten für die Bemessung führt. Tatsächlich folgt die Verteilung der Festigkeiten der hier betrachteten Körper anderen Gesetzmäßigkeiten, von denen eine in Frage kommende, die logarithmische Normalverteilung (Log-Normalverteilung), hier vorgestellt worden ist.

Ob diese Verteilung oder statt dessen vielleicht eine andere Verteilung die Wirklichkeit zutreffend abbildet, muss durch entsprechende umfangreiche statistische Auswertungen des bei den ausführenden Firmen vorhandenen Datenmaterials erfolgen und sollte Gegenstand zukünftiger Forschungsvorhaben sein.

Besondere Dringlichkeit erhält diese Thematik im Hinblick auf die notwendige Festlegung neuer Teilsicherheitsbeiwerte im Zuge der Einführung des Konzeptes der partiellen Sicherheiten im Grundbau und der Erarbeitung der Nachfolgenorm zur DIN 4093:1987-09.

7 Literaturverzeichnis:

- LOTHAR SACHS (1983), Angewandte Statistik, 6. Auflage, Springer Verlag, Berlin Heidelberg New York Tokyo
- M.P. MOSELEY & K. KIRSCH (2004), Ground Improvement, 2nd edition, Spon Press, London and New York
- BETONKALENDER 2002, 91. Jahrgang, Verlag Ernst & Sohn
- DIN 1045-1:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teile 1 - Bemessung und Konstruktion
- DIN 1045-2:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 2 - Beton, Festlegung, Eigenschaften, Herstellung und Konformität
- DIN 1045-3:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 3 – Bauausführung
- DIN 1045-4:2001-07 Tragwerke aus Beton, Stahlbeton und Spannbeton Teil 4 – Ergänzende Regeln für die Herstellung und die Konformität von Fertigteilen
- DIN 1048-1:1991-06 Prüfverfahren für Beton, Teil 1 – Frischbeton
- DIN 1048-2:1991-06 Prüfverfahren für Beton, Teil 2 – Festbeton in Bauwerken und Bauteilen
- DIN 4093:1987-09 Baugrund, Einpressen in den Untergrund, Planung, Ausführung, Prüfung
- DIN 18136:2003-11 Baugrund, Untersuchung von Bodenproben, Einaxialer Druckversuch
- DIN EN 12390-1:2001-02 Prüfung von Festbeton, Teil 1 - Form, Maße und andere Anforderungen für Probekörper und Formen
- DIN EN 12390-2:2001-06 Prüfung von Festbeton, Teil 2 - Herstellung und Lagerung von Probekörpern für Festigkeitsprüfungen
- DIN EN 12390-3:2002-04 Prüfung von Festbeton, Teil 3 - Druckfestigkeit von Probekörpern
- DIN EN 12390-4:2000-12 Prüfung von Festbeton, Teil 4 - Bestimmung der Druckfestigkeit Anforderungen an Prüfmaschinen

- DIN EN 12504-1:2000-09 Prüfung von Beton in Bauwerken, Teil 1 - Bohrkernproben, Herstellung, Untersuchung und Prüfung unter Druck
- DIN EN 12715:2000-10 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Injektionen
- DIN EN 12716:2001-12 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Düsenstrahlverfahren
- E DIN EN 14679:2003-07 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau), Tiefreichende Bodenstabilisierung
- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z 34.4-1 „SOILCRETE“ des DIBt, Zulassungsinhaber Keller Grundbau GmbH
- Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung Z 34.26-200 „Mixed in Place (MIP)“ des DIBt, Zulassungsinhaber BAUER SPEZIALTIEFBAU GmbH

Integrität von Düsenstrahlkörpern Bewertungskonzept für Planung, Ausführung und Kontrollen im Tunnelbau

Dr.-Ing. E.W. Raabe
CDM Jessberger, Bochum

Dipl.-Ing. W. Glitsch
DEGES, Berlin

1 Einführung

Mit dem Düsenstrahlverfahren werden seit vielen Jahren in unterschiedlichen Baugründen erfolgreich schwierige und auf andere Weise nicht lösbare Aufgabenstellungen bewältigt. Im Tunnelbau und bei Baugruben sind dies u.a. Dichtblöcke, Lückenschließungen und Zwickelabdichtungen. Die Kubaturen unterliegen aufgrund der nachstehend aufgeführten systembedingten Merkmale und der Baugrundverhältnisse bei Herstellung und Ingebrauchnahme besonderen Risiken mit besonderem Kontroll- und Absicherungsbedarf:

- Die Herstellung erfolgt in einem Baugrund mit geogenen Variationen in Aufbau und Inhalt
- Die notwendigen Baukörper können zumeist mit herkömmlichen Verfahren aufgrund behindernder Randbedingungen nicht hergestellt werden und besitzen einen hohen Schwierigkeitsgrad
- Der örtliche Baugrund liefert den Zuschlagstoff für den Düsenstrahl-Bodenmörtel, wobei die im Mörtel eingebauten Bodenanteile nach Art und Menge allenfalls begrenzt steuerbar sind
- Es erfolgt keine vollständige Durchörterung/Durchfahrung der herzustellenden Kubatur mit einem mechanischen Werkzeug wie etwa bei der Schlitzwandherstellung
- Die Produktionsstrecken (Bohrungen) unterliegen einem Abweichungsrisiko
- Die Abmessungen der Düsenstrahlkubaturen sind abhängig von der Verfahrenstechnik, den Verfahrensparametern und den Bodeneigenschaften
- Kontrollen sind nur über Stichproben möglich, der Schluss von positiv betesteten Stichproben auf eine mängelfreie Gesamtkubatur wird durch die komplizierte, zeitlich und räumlich getrennte Herstellung aus Einzelelementen erschwert (keine visuelle Kontrolle möglich)

Weiter ist zu beachten, dass die verfügbaren Kontrollen und Untersuchungsmöglichkeiten begrenzt sind und selbst Unsicherheiten und Unschärfen aufweisen. Letztlich ist es eine gesamtheitliche Betrachtung im Sinne einer Auswertung und Bewertung möglichst zahlreicher und unabhängiger Informationen und Beobachtungen, die eine Aussage zur Integrität und zur Funktionssicherheit von Düsenstrahlkubaturen ermöglicht.

Die vorliegende Veröffentlichung berichtet über ein Beurteilungskonzept, dass für die DEGES im Rahmen des Citytunnels Leipzig im Januar 2005 vorgelegt wurde und mit dem die gesamtheitliche Beurteilung von Düsenstrahlkubaturen strukturiert werden soll.

2 Schäden und Mängel

Für die weiteren Betrachtungen werden Schadens- und Mängelbilder definiert, die auf eingetretenen Schäden/Mängeln bei Düsenstrahlkörpern im Tief- und Tunnelbau beruhen und die beherrscht werden müssen.

Tabelle 1: Schadensbilder

Typ	Beschreibung	Erscheinungsformen (Beispiele)	Risiko*	
SB1a	Versagen von Bauteilen; kollapsartige Funktionslosigkeit mit möglicherweise schwerwiegenden Spontanfolgen bei Ingebrauchnahme, nachhaltig durch Beteiligung von Grundwasser	Durchbruch von Wasser-Bodenmassen durch Fehlstellen, mit progressivem Verlauf; weit reichende Einflusszone; keine nachhaltigen Reaktionsmöglichkeiten an der Schadensstelle	SR 1	WR 1
SB1b	Versagen von Bauteilen; wie R01a; ohne Beteiligung von Grundwasser	Einbruch von Bodenmassen; begrenzte Reaktionsmöglichkeiten an der Schadensstelle	SR 1	WR 2
SB2a	Wesentliche Mängel ; Einschränkungen der geplanten Eigenschaften, bis hin zur fehlenden Gebrauchstauglichkeit, erkannt bei Ingebrauchnahme oder Nutzung	Fehlstellen, als fehlende oder unverfestigte Kubaturbereiche, die eine Ingebrauchnahme ganz oder ohne umfassende Zusatzmaßnahmen ausschließen	SR 2	WR 2
SB2b	Mängel ; Einschränkungen der geplanten Eigenschaften, erkannt bei Ingebrauchnahme oder Nutzung	Fehlstellen, als fehlende oder unverfestigte Kubaturbereiche, die vor Ingebrauchnahme beseitigt werden müssen und können	SR 2	WR 3
SB3a	Wesentliche Mängel ; Einschränkungen bezüglich der geplanten Eigenschaften, bis hin zur fehlenden Gebrauchstauglichkeit; erkannt bei Herstellungsbeginn, erhöhter Aufwand oder Verfahrenswechsel	Mängel, die bei der Herstellung / bei Probeversuchen oder Eignungs- und Kontrolluntersuchungen entdeckt werden und zu umfangreichem Mehraufwand bis hin zum Verfahrenswechsel zwingen	SR 3	WR 1
SB3b	Mängel ; Einschränkungen bezüglich der geplanten Eigenschaften, erkannt bei Herstellungsbeginn, erhöhter Aufwand	Mängel, die bei der Herstellung / bei Probeversuchen oder Eignungs- und Kontrolluntersuchungen entdeckt werden und zu umfangreichem Mehraufwand führen	SR 3	WR 2
SB4	Mängel ; keine wesentlichen Einschränkungen	Mängel, die erkannt und mit begrenztem Aufwand beseitigt werden können	SR 3	WR 3

*) Subjektive Bewertung:

Sicherheitsrisiko (Risiko auf spontane Schäden und Gefahren): SR 1: hoch SR 2: mittel SR 3: gering

Wirtschaftliches Risiko (Risiko auf Mehr- und Neuaufwand): WR 1: hoch WR 2: mittel WR 3: gering

Die in Tabelle 1 für die beschriebenen Schadensbilder SB1 bis SB4 angegebene Klassifizierung für damit verbundene Sicherheitsrisiken und wirtschaftliche Risiken stellt eine orientierende Grobeinteilung dar; in Einzelfall-Risikoanalysen können sich andere Einstufungen ergeben. Die beschriebenen Schadensbilder treten nach aller Erfahrung auf

- als Folge der unerkannten oder unberücksichtigten Präsenz von Merkmalen der beteiligten Bauteile, ihrer Planung, des Baugrundes und der Herstellung der Bauteile, die die Eintrittswahrscheinlichkeit des Schadens erhöhen
- als Folge des Fehlens oder von unzureichenden, die Eintrittswahrscheinlichkeit des Schadens reduzierenden Qualitätssicherungen und Kontrollen in allen Projektphasen.

Derzeit wird vielerorts die gleichzeitige Übertragung von Erd- und Wasserdruckkräften durch Düsenstrahlkörper (statische + abdichtende Funktion) nicht zugelassen. Vielmehr wird von Planern vorgesehen und von Prüfinstanzen gefordert, einem Düsenstrahlkörper nur eine von beiden Funktionen zuzuweisen und mit einer zweiten Sicherheitsebene (z. B. einer temporären, lokalen Wasserhaltung) das Sicherheitsniveau zu erhöhen. Ob diese Praxis dem Stand der Technik zuzurechnen ist, ist angesichts fehlender Regeln für eine solche Klassifizierung nicht generell zu entscheiden, das dahinter stehende Sicherheitsbedürfnis ist gerechtfertigt.

3 Düsenstrahlkörper

Nachstehend werden die hier bevorzugt betrachteten, im unterirdischen Verkehrswegebau eingesetzten Düsenstrahlkörper beschrieben.

3.1 Dichtblöcke

Der Begriff Dichtblock steht für statisch und abdichtungswirksame blockartige Kubaturen (Düsenstrahlblöcke) im Aus-/Einfahrbereich (Abb. 1) von Schildmaschinen in/aus Baugruben (statisch wirksam: rückhaltend gegen Erd- und Wasserdruckkräfte, lastab- und/oder -übertragend).

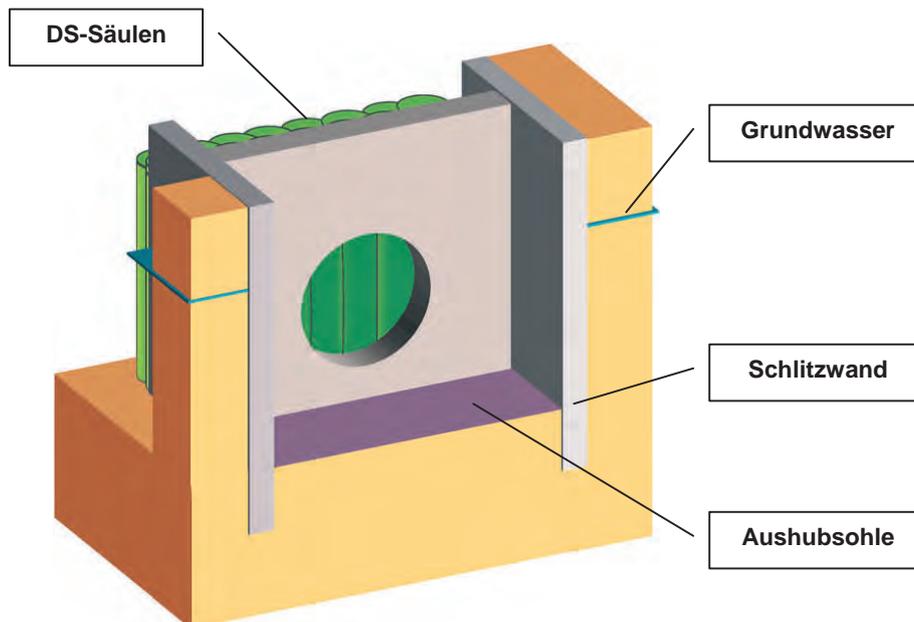


Abb. 1: Dichtblock (schematisch, Beispiel)

Tabelle 2: Dichtblöcke (Abmessungen z. B.: $H = 8\text{ m}$; $B = 8\text{ m}$; $L = 3\text{ bis }10\text{ m}$)

Beschreibung	Im Regelfall: ein quaderförmiger Block mit kraft- und dichtungswirksamem Anschluss an eine Baugrubenwand (Schlitz- oder Bohrpfahlwand, in Ausnahmefällen auch Spundwand), hergestellt von der Geländeoberkante
Funktion	Erlaubt das Öffnen der für die Schildmaschinen nicht durchfahrbaren Verbauwände bei Einfahr- oder Ausfahrphasen in/aus die/der Baugrube; sichert in der Aus-/Einfahrphase zusammen mit weiteren Maßnahmen gegen Instabilitäten; Funktionsvarianten je nach Maschinentyp und Verfahrenstechnik
Merkmale	Herstellung aus überschrittenen, zumeist senkrechten Düsenstrahlelementen (Säulen)
Anmerkungen	Die Dichtblöcke bestehen aus unbewehrtem Bodenmörtel. Die Lastabtragung erfolgt im Regelfall durch die statisch nachzuweisende Gewölbewirkung (innere und äußere Standsicherheit)

3.2 Lückenschließungen

Der Begriff Lückenschließungen steht für statisch genutzte und ggf. auch abdichtungswirksame Kubaturen zum Verschluss von z. B. hindernisbedingten Lücken (siehe Abbildung 2), Unterbrechungen im Regelverbau oder bei Anschluss neuer Baugruben an bestehende Bauwerke.

Tabelle 3: Lückenschließungen (Abmessungen z. B.: $B = 0,2$ bis 10 m, $H = 2$ bis 20 m, $D = 1$ bis 4 m)

Beschreibung	Im Regelfall: ein gewölbeartig ausgebildeter, massiver Körper, hergestellt auf der Beanspruchungsseite des Verbaus, im Bereich von Schlitzwand- oder Bohrpfahlwandfenstern, z. B. unterhalb von Leitungsführungen oder vorhandenen Bauteilen; zumeist hochgeführt bis zum höchsten Grundwasserspiegel
Funktion	Übernehmen die Erd- und Wasserdruckkräfte im Lückenbereich und tragen diese im Regelfall über Gewölbewirkung in den benachbarten Regelverbau ab
Merkmale	Herstellung aus überschrittenen Düsenstrahlelementen, aufgrund der für die Verfahrensanwendung auslösenden Umstände (Hindernisse etc.) sind diese häufig geneigt, zumeist erschwerte Bedingungen im Arbeitsbereich
Anmerkungen	Die Lückenschließungen bestehen aus unbewehrtem Bodenmörtel; die Lastabtragung erfolgt im Regelfall durch die statisch nachzuweisende Gewölbewirkung (innere und äußere Standsicherheit); im Regelfall bestehen bei örtlichem Versagen keine Tragreserven

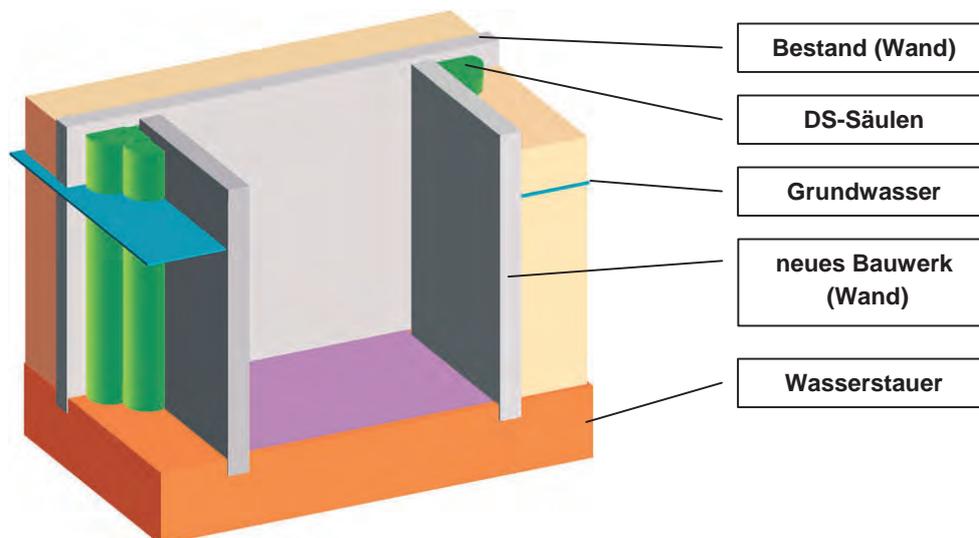


Abb. 2: Lückenschließung (schematisch, Beispiel)

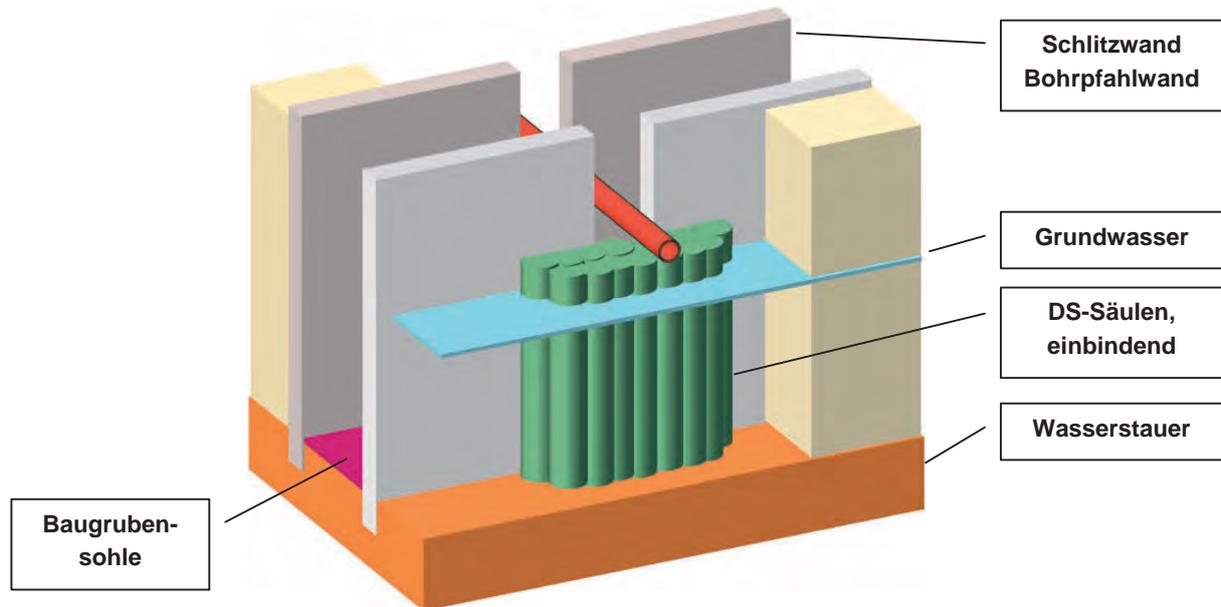
Lückenschließungen stellen bei vorhandenem Wasserdruck nach allgemeiner Einschätzung und fließfähigen Böden den höchsten Schwierigkeitsgrad und sind hinsichtlich der Gesamtsicherheit und möglicher Havarien besonders kritisch zu bewerten.

3.3 Zwickeldichtungen

Der Begriff Zwickeldichtungen steht für Düsenstrahlelemente, die auf der Erdseite sich berührender oder im cm- bis dm-Bereich voneinander entfernt stehender Bauteilen angeord-

net werden, um die planmäßig vorgesehene Wasserdichtigkeit zu erreichen und Bodendurchtritte zu verhindern (Abb. 3).

Den oft nur notwendigen geringen Querschnittsabmessungen steht eine damit einhergehende erschwerte Qualitätsabsicherung gegenüber: Halbsäulen oder Säulen geringen Durchmessers, die bei homogener Ausbildung und hoher Lagegenauigkeit völlig ausreichen würden, sind äußerst schwierig zu überprüfen und zu kontrollieren. Gleichzeitig steigt bei örtlichem Versagen das Risiko für einen Reißverschlusseffekt, etwa wenn durch Bohrabwei-



chungen die Herstellachse einer Düsenstrahlsäule für eine Zwickelschließung zwischen 2 Bohrpfählen zur Baugrubenseite hin abweicht.

Abb. 3: Zwickelabdichtung (schematisch, Beispiel)

Tabelle 4: Zwickeldichtungen (z. B.: $B = 0$ bis $0,2$ m, $H = 2$ bis 20 m, $D = 0,4$ bis $0,8$ m)

Beschreibung	Im Regelfall: ein massiver Düsenstrahlkörper, hergestellt auf der Beanspruchungsseite des Verbaus, im Bereich von kleinen Schlitzwand- oder Bohrpfahlwandlücken und -fugen und als Anschlusskubatur zwischen neuen und bestehenden Bauteilen, zumeist hochgeführt bis zum höchsten Grundwasserspiegel
Funktion	Übernehmen die Erd- und Wasserdruckkräfte im Zwickelbereich und tragen diese im Regelfall über Gewölbewirkung in die benachbarten Bauteile; gesonderter Nachweis bei kleinen Zwickelbreiten nicht erforderlich
Merkmale	Herstellung aus einem oder mehreren Düsenstrahlelementen (Säulen)
Anmerkungen	Die Lückenschließungen bestehen aus unbewehrtem Bodenmörtel; die Lastabtragung erfolgt im Regelfall über Gewölbewirkung (innere und äußere Standsicherheit); Zwickeldichtungen dürfen auch bei kleinen Zwickelweiten nicht unterschätzt werden. Ein Versagen kann bei entsprechenden Randbedingungen zu erheblichen Zutritten von Wasser- und Bodenmassen führen

4 Anforderungen

Die Anforderungen an Düsenstrahlkubaturen ergeben sich primär aus der planmäßigen Nutzung und umfassen im Regelfall Homogenität, Festigkeit und Dichtigkeit.

Der Beschreibung dieser Merkmale vorangestellt wird nachstehend eine kurze Betrachtung zur Eignung des Baugrundes, der die Herstellrandbedingungen und als Zuschlagslieferant die Kubatureigenschaften wesentlich mitbestimmt.

4.1 Baugrund

Die Anforderungen an die Baugrunderkundung sind in DIN 4020 beschrieben. Die Norm enthält „Anforderungen für die Planung Ausführung und Auswertung von geotechnischen Untersuchungen“ und soll sicherstellen, dass Aufbau, Beschaffenheit und Beschaffenheit des Baugrunds bereits für den Entwurf eines Bauwerks bekannt sind. Darüber hinaus enthält sie „Anforderungen für baubegleitende geotechnische Untersuchungen“ (DIN 4020).

Maßgeblich für den Baugrunduntersuchungsumfang (Anzahl und Abstände der Aufschlüsse) ist die Einordnung der vorgesehenen bautechnischen Maßnahme in eine geotechnische Kategorie. Die Einstufung erfolgt nach dem Schwierigkeitsgrad der Bauwerkskonstruktion, den Baugrundverhältnissen sowie den zwischen ihnen und der Umgebung bestehenden Wechselwirkungen und wird vom Sachverständigen für Geotechnik vorgenommen oder bestätigt.

So können beispielsweise Düsenstrahlkörper, bei deren Versagen die Schadensbilder SB1a, SB1b, SB2a gemäß Tabelle 1 nicht ausgeschlossen werden können, sofort in die geotechnische Kategorie 3 eingruppiert werden.

Gleiches dürfte für alle Düsenstrahlkörper gelten, die einem Wasserdruck von > 2 m Druckhöhe ausgesetzt sind und abdichtend wirksam sein müssen.

Ausschlaggebend für die Bewertung ist, dass der Baugrund bei der Anwendung des Düsenstrahlverfahrens in zweierlei Hinsicht Einfluss nimmt:

- Mit seinen Bestandteilen und Eigenschaften, wie z. B. Lagerungsdichte und Konsistenz, beeinflusst er die Reichweite des Düsenstrahls und damit die aufzuwendende hydraulische Arbeit für die Herstellung eines Düsenstrahlelementes
- Er liefert den die Eigenschaften der Düsenstrahlkubatur maßgeblich bestimmenden Zuschlagsstoff, ohne dass dieser nach Menge und Art eindeutig eingegrenzt oder ausgewählt werden kann

Die in EN 12716 angegebenen Eigenschaften und Kenngrößen müssen für alle im Produktionsbereich anstehenden Bodenschichten bekannt sein.

4.2 Homogenität und Festigkeit

Unter Homogenität wird bei Düsenstrahlkörpern verstanden, dass die Strukturmerkmale, die die planmäßigen Eigenschaften der Düsenstrahlkörper bestimmen, in einer hinreichenden Weise an allen Stellen des Düsenstrahlkörpers gleichmäßig ausgeprägt sind. Dies erfordert, dass die Zusammensetzung des Bodenmörtels hinsichtlich Bindemittelgehalt und Zuschlagstoff (Boden) innerhalb des Düsenstrahlkörpers weitgehend gleichmäßig ist. Für diesen Fall ist zu erwarten, dass auch die Festigkeit, Steifigkeit und Dichtigkeit des Bodenmörtels an allen Stellen gleichmäßig vorhanden ist. Unvermeidbar ist dann immer noch eine durch die Variation der Eigenschaften und des Anteils des Zuschlagstoffes Boden bestimmte Streuung der kennzeichnenden Parameter.

Neben dieser, die strukturellen Eigenschaften der Düsenstrahlelemente betreffenden Homogenität wird bei der Anwendung des Düsenstrahlverfahrens mit diesem Begriff auch die Forderung nach einer makroskopisch homogenen Ausbildung durch geeignete Anordnung der säulenartigen Düsenstrahlelemente zu einem geschlossenen, blockartigen

Düsenstrahlkörper (Düsenstrahlblock) verbunden, also der ausreichende Überschneidung der Einzelelemente und ihr kraftschlüssiger Verbund zu einem definierten Gesamtkörper.

Nach aller Erfahrung ist in nicht schadstoffbelasteten, schwach bis nichtbindigen Böden die angemessene Festigkeit und ihre Verteilung bei homogenen Düsenstrahlkubaturen problemlos erzielbar.

Homogene Düsenstrahlkubaturen zeigen im Regelfall die geplanten Festigkeiten und Dichtigkeiten bei akzeptabler Streuung.

4.3 Durchlässigkeit

Die Durchlässigkeit von homogen hergestellten Düsenstrahlelementen liegt erfahrungsgemäß weit unterhalb der geforderten Systemdurchlässigkeit (Gesamtdurchlässigkeit der gemeinsam wirkenden Düsenstrahlkörper oder von Bauteilgruppen).

Die Systemdurchlässigkeit wird vorrangig durch innerhalb des Düsenstrahlkörpers vorhandene Fehlstellen bestimmt, also Inhomogenitäten mit hoher Durchlässigkeit (z. B. der Durchlässigkeit eines dort vorhandenen, durchgehenden, nicht gekapselten Bodeneinschlusses).

Für Düsenstrahlkörper und deren Abdichtungswirkung ist somit die Durchlässigkeit intakter, homogener Düsenstrahlkubaturbereiche im Regelfall nicht maßgeblich, sondern die Anzahl, Größe und Durchlässigkeit von Fehlstellen und Inhomogenitäten. Dies ist bei der Bewertung der typischerweise – nur – verfügbaren Stichprobenergebnisse besonders zu beachten.

4.4 Integrität

Neben den Einzelmerkmalen Homogenität, Festigkeit und Dichtigkeit ist die Integrität eines Düsenstrahlkörpers als gesamtheitliches Merkmal von Bedeutung.

Unter Integrität wird hier das Erreichen der planmäßigen Eigenschaften (Festigkeit, Dichtigkeit, Homogenität) einschließlich der funktionsgerechten Ausbildung und Anbindung der Kubatur an benachbarte Bauteile, z. B. an Baugrubenwände, und das für die ordnungsgemäße statische Funktion erforderliche Zusammenwirken mit Ankern, Steifen, Baugrubenwänden, dem Baugrund und Grundwasser verstanden.

Die Integrität eines Düsenstrahlkörpers ist die Voraussetzung für dessen planmäßige Funktion.

Aufgrund der vielfältigen Randbedingungen bei der Herstellung von Düsenstrahlkörpern ist die Beurteilung der Integrität ein Prozess, der verschiedene Einzelschritte umfasst und naturgemäß umfangreicher ist als etwa die Abnahme eines Trogbauwerkes aus wasserdichtem Beton, das im Schutze einer Grundwasserhaltung eingeschalt und betoniert wurde. Schon die dort vergleichsweise leichte Kontrolle der geometrischen Abmessungen ist bei Düsenstrahlkörpern nur mit Hilfe von Stichproben möglich, bei deren Ausführungen Verfahrenstechniken zur Anwendung kommen, die wiederum selbst prüfwürdigen Ungenauigkeiten unterliegen.

5 Merkmale von Düsenstrahlkubaturen

Beim Düsenstrahlverfahren sind Kubaturtreue und Materialeigenschaften nicht mit der gleichen Genauigkeit wie bei anderen Verfahren zur Herstellung von Baukörpern im Untergrund ausführungstechnisch erreichbar. Tabelle 5 verdeutlicht dies anhand einiger Vergleiche

Tabelle 5: Kubaturtreue und Materialeigenschaften von Spezialtiefbauverfahren

Verfahren	Kubaturtreue	Materialeigenschaften
Schlitzwand-technik	Der Greifer durchfährt mechanisch die Lamellenkubatur; geringes Risiko auf Unter- und Überkubaturen, Kontrolle mögl.	Der Schlitzwandbeton wird als zu prüfender Baustoff mit definierten Eigenschaften eingebaut, begrenztes Abweichungsrisiko
Deep Soil Mixing	Das Mischwerkzeug (Bohrschnecke) durchfährt mechanisch die gesamte Säulenkubatur	Die Bindemittelzugabe ist zu dosieren; die Qualität des Mörtels wird vom örtlichen Baugrund mitbestimmt
Poreninjektions-technik	Das übliche Bohrgestänge ist vergleichsweise weich und kann von der Solllinie abweichen; die Ausbreitung des Injektionsmittels hängt von den örtlichen Bodeneigenschaften ab	Das erhärtende Injektionsmittel verteilt sich je nach Fließbedingungen mehr oder weniger homogen und isotrop im Porenraum; der Boden macht ca. 60 bis 80 Vol.-% der Kubatur aus (Variation der Materialeigenschaften)
Düsenstrahlverfahren	<i>Das übliche Bohrgestänge ist vergleichsweise weich und kann abweichen; die den Durchmesser der Düsenstrahlkubatur bestimmende Reichweite des Düsenstrahls hängt wesentlich von den örtlichen Bodeneigenschaften ab (z. B.: Lagerung, Kohäsion, Schichtung, Hindernisse) sowie von der gewählten Kombination der Produktionsparameter</i>	<i>Der Bindemittelgehalt variiert je nach tatsächlichem Durchmesser; die Qualität des Bodenmörtels wird wesentlich vom örtlichen Boden mitbestimmt, der 70 bis 90 Vol.-% der Kubatur ausmacht. Mit Zement als Bindemittel werden bei nichtbindigen Böden hohe Festigkeiten erreicht, die örtliche Inhomogenitäten hinsichtlich der statischen Funktion ausgleichen</i>

Die erfolgreiche Anwendung des Verfahrens für unterschiedlichste Aufgabenstellungen beruht auf einer angemessenen Berücksichtigung dieser Merkmale bei Planung, Ausführung, Kontrollen und der Beurteilung der Zuverlässigkeit.

Misserfolge bzw. Schadensfälle hatten und haben ihre Ursache zumeist in einer nicht angemessenen Beachtung der Verfahrensmerkmale in den wesentlichen Projektphasen.

5.1 Zuschlagstoffe

Düsenstrahlkubaturen setzen sich zusammen aus:

- der zugegebenen Bindemittelsuspension (z. B. Zementsuspension, Dämmersuspension, Suspensionen mit Zement und Steinmehlen, usw.; mit Wasser/Bindemittel-Werten von 0,6 bis 1,5)
- dem mit dem Düsenstrahl aus dem Kornverband gelösten und in der Kubatur verbleibenden Boden (als Zuschlagsstoff) sowie dem eventuell verwendeten Schneidwasser
- dem Grundwasser (mit seinen Inhaltsstoffen)

Der Bindemittelanteil liegt in der Regel zwischen 150 und 400 kg Bindemittel je m³ hergestellte Kubatur. Höhere Bindemittelgehalte (> 300 kg/m³) sind bei feinkörnigem Baugrund (mit bindigen Anteilen, z. B. schwach toniger, sandiger Schluff) erforderlich, geringere Bindemittelgehalte bei abgestuftem Kiessand.

5.2 Bohrungen

Die Bohrungen bilden die Produktionslinien für die Düsenstrahlelemente. Ihre Lagegenauigkeit (Ansatzpunkt, Richtung) bestimmt deshalb primär die Integrität des aus den einzelnen Düsenstrahlelementen zusammengesetzten Düsenstrahlkörpers.

Ist der Bohransatzpunkt noch genau einzumessen und mit dem Bohrwerkzeug auch anzufahren (Genauigkeit ca. 5 cm), so ist die Einrichtung des Bohrgerätemäklers nach aller Erfahrung schon sehr viel schwieriger und bedarf besonderer Sorgfalt und Kontrolle.

Ist die Bohrung aufgenommen, bestimmen dann neben der Startneigung die Schichtverläufe und Bohrhindernisse zusammen mit dem Bohrwerkzeug, der Gestängesteifigkeit und Gestängeführung sowie der Qualität des Bohrvorganges (Spülung, Materialförderung) die endgültige Lage der Bohrachse.

Diese Einflüsse sind - abhängig vom Baugrund - schon bei der Planung über mögliche Bohrabweichungen zu berücksichtigen, es sind angemessene maximale Bohrabweichungen im Regelboden und die Vorgehensweisen bei Antreffen von Hindernissen zu definieren.

5.3 Düsenvorgang

Beim Düsenstrahlverfahren wird hydraulische Leistung, gebildet durch das Produkt von Flüssigkeitsdruck und Flüssigkeitsmenge (Druckhöhe · Wichte · Menge / Zeiteinheit), zur Lösung des Bodens und zum Einmischen des Bindemittels verwendet.

Unterstellt, dass für einen bestimmten Boden zur Herstellung einer geplanten Kubatur (Aufschneiden und Einmischen des Bindemittels) eine typische hydraulische Arbeit erforderlich ist, die durch die Parameter Druck, Menge (Durchflussrate) und notwendige Einwirkzeit des Düsenstrahls in der Kubatur im Wesentlichen bestimmt wird, sind beliebig viele verschiedene Parameterkombinationen (Druck, Menge, Einwirkzeit) denkbar, die im Einzelfall von den maschinentechnischen Möglichkeiten abhängen. So bleibt es dann auch im Regelfall dem Unternehmen vorbehalten, die Art und Weise des Energieeintrags in geeigneter Weise für eine effiziente Erosionsleistung des Systems zu optimieren. Die betreffenden maßgeblichen Parameter müssen allerdings bekannt, plausibel und kontrollierbar sein.

Je nach Unternehmen gibt es unterschiedliche Systeme zur sofortigen Meldung von Störungen bei Pumpendruck oder Förderleistung, die in der Regel im Qualitätssicherungsplan zu beschreiben und vom Sachverständigen für Geotechnik hinsichtlich der Meldewerte und möglicher Handlungspfade zu bewerten sind.

5.4 Hindernisse

Unter dem Begriff Hindernisse werden beim Düsenstrahlverfahren natürliche oder künstliche, feste Körper im Untergrund zusammengefasst, die den Bohr- oder Düsenvorgang behindern oder verhindern, die das Bohrgestänge ablenken oder vom Düsenstrahl nicht durchdrungen werden können (Düsschatten) und zu Störungen in der Homogenität und ggf. der Integrität führen können.

Hierzu zählen u. a. eingelagerte Steine, Felsbrocken, Brunnen, Leitungen sowie Reste ehemaliger Bau- und Bauhilfsmaßnahmen wie Träger, Bohlen, Pfähle, Düsenstrahlüberkubaturen, verfüllte/verfestigte Leerbohrstrecken, Verbaulemente, Injektionsbereiche und Verankerungen.

5.5 Arbeiten mit Gestängebrechen

Im Regelfall wird beim Düsenstrahlverfahren die Düsstrecke in einem Zuge, ohne Unterbrechungen für Gestängenachsetzen, hergestellt. Wenn dies z. B. aus Gründen eines begrenzten Arbeitsraumes nicht möglich ist, muss Gestänge nachgesetzt werden. Die dabei erforderlichen maschinentechnischen Arbeitsschritte (Herunterfahren der Hochdruckpumpe, Entkoppeln und hochdruckdichtes Koppeln der Gestängeteile, Hochfahren der Hochdruckpumpe) ergeben in Verbindung mit dem jeweils unvermeidlichen, tieferen Wiederansetzen

des Produktionsvorganges (ggf. Risiko auf örtliche Überkubatur) einen diskontinuierlichen Produktionsablauf mit direkten Risiken für die Kubatur und indirekten Risiken aus dem in viele Einzelschritte zerlegten Arbeitsablauf.

5.6 Einfluss des Baugrundaufbaus

Ist der Baugrund signifikant geschichtet und ergeben sich aus den Eigenschaften der Schichten unterschiedliche Regelanforderungen / Randbedingungen für das Düsenstrahlverfahren, können an den Schichtgrenzen Unstetigkeiten mit Mängelfolgen entstehen. So kann ein definierter Toleranzbereich für die Tiefenlage einer Schichtgrenze von ca. 1 m dazu führen, dass zur Vermeidung von Einschnürungen der Düsenstrahlsäulen im gesamten Toleranzbereich die festere Schicht vorsorglich angenommen und die dafür vorgesehenen Produktionsparameter verwendet werden, mit der Folge bzw. dem Risiko, dass die weniger feste Schicht tatsächlich örtlich im Toleranzbereich ansteht und die angewandten, auf die festere Schicht abgestimmten Produktionsparameter zu Überkubaturen mit entsprechenden Folgen führen.

6 Kontrollen und Nachweise

6.1 Probesäulen

Probesäulen werden für 2 Zwecke erforderlich:

- Zur Überprüfung der generellen Verfahrenseignung (Erzielen der planmäßigen Durchmesser und Kubatureigenschaften (Festigkeit, Steifigkeit, Dichtigkeit))
- Zur Überprüfung und Einstellung der Produktionsparameter im örtlichen Baugrund, bezogen auf das je nach Unternehmen unterschiedliche, eingesetzte Equipment

Probesäulen werden, so weit dies nur immer möglich ist, freigelegt. Dann lassen sich die erreichten Durchmesser, die Homogenität und auch die erzielten Kubatureigenschaften bestmöglich beurteilen. Ist die Freilegung nicht möglich, zum Beispiel bei hoch stehendem Grundwasser oder bei großer Tiefenlage, werden indirekte Methoden erforderlich.

Dabei ist besonders die Bestimmung der erreichten Durchmesser sowie die Beurteilung der Homogenität beeinträchtigt, was den Wert der Probesäulen erheblich einschränkt. Probesäulen haben hinsichtlich der daraus abgeleiteten Produktionsparameter Stichprobencharakter.

Die bei Probesäulen zielführenden Produktionsparameter müssen nicht notwendigerweise für den gesamten, der geogenen Streuung der Bodenparameter unterliegenden Produktionsbereich geeignet oder gar zutreffend sein. Hier sind die Bodenverhältnisse wie auch die Verfahrensreaktionen auf unterschiedliche Bodenverhältnisse zu bewerten und ggf. Probesäulen auch in anderen Bereichen des Baufeldes auszuführen.

6.2 Durchmessermessungen

Für die Messung des erreichten Durchmessers von Düsenstrahlsäulen stehen keine Standardverfahren zur Verfügung. Die Unternehmen setzen für die Durchmesserkontrolle derzeit Stangenpegel, Tastschirme, Tastarme und Kernbohrungen ein. Die Qualität der Messungen sowie deren Aussagekraft sind für jeden Einzelfall vor Verwendung der Ergebnisse zu prüfen und zu bewerten. So sind beispielsweise die Ergebnisse von Tastschirmen nur bei Düsenstrahleinzelsäulen brauchbar, jedoch nicht bei frisch-in-frisch oder im Pilgerschrittverfahren hergestellten Düsenstrahlsäulen (Querschnittserweiterung infolge frisch hergestellter Nachbarsäule oder Querschnittseinschränkung infolge erhärteter Nachbarsäule).

6.3 Abpumpversuche/Probeabsenkungen

Sind Düsenstrahlkörper - zum Beispiel - Bestandteile einer wasserdichten Baugrubenumschließung (Dichtblock, Lückenschließung, Injektionssohle), so ist ein erfolgreicher Abpumpversuch innerhalb der Umschließung oder eines abgeschotteten (begrenzten) Testbereiches vor Aushub ein notwendiges, keinesfalls aber ein hinreichendes Kriterium für die Dichtigkeit der Kubatur im Gebrauchszustand. In einer solchen Abpumpphase wird die Düsenstrahlkubatur z. B. im Falle einer Lückenschließung noch nicht durch Erddruckkräfte bei gleichzeitig entzogener Bettung auf der Baugrubenseite belastet, sodass wesentliche Beanspruchungen fehlen.

6.4 Hydraulische Bohrlochversuche

In Düsenstrahlkubaturen können zur Überprüfung der Dichtigkeit hydraulische Tests ausgeführt werden. Dabei ist zu beachten, dass die Durchlässigkeit von Düsenstrahlkörpern nach aller Erfahrung ausschließlich durch Fehlstellen oder nur teilverfestigte Zonen bestimmt wird, nicht aber durch die Materialdurchlässigkeit der homogenen, planmäßigen Kubatur. Eine homogene Durchströmung der Düsenstrahlkubatur (mit z. B.: $k_f < 10^{-11}$ m/sec) ist mit den Versuchen baupraktisch nicht möglich und nicht notwendig.

Die Aufgabenstellung ist demnach der Überprüfung von klüftigem Fels auf Durchlässigkeit ähnlicher, sodass die dort üblichen Wasserabpressversuche (WD-Tests), Versickerungsversuche und Wiederanstiegsversuche zum Einsatz kommen. Bei Wasserabpressversuchen ist sicherzustellen, dass die Druckbeaufschlagung unter Berücksichtigung der erwarteten Festigkeit (Spaltzugfestigkeit) geplant wird. Eine Orientierung des Verpressdruckes an der späteren statischen Beanspruchung der Düsenstrahlkörper ist nicht sinnfälliger. Die Tests werden sinnvollerweise in Kernbohrungen ausgeführt, wobei die gewonnenen Kernbohrstrecken für erste Hinweise auf mögliche Ursachen bei Fehlschlägen in den Tests genutzt werden können.

Beim Wasserabpressversuch wird in definierten Bohrlochabschnitten innerhalb des Festgesteins Wasser verpresst, wobei Druck und Verpressmenge kontinuierlich gemessen werden.

Dabei wird mit verschiedenen Druckstufen in aufsteigender und absteigender Reihenfolge gearbeitet. Diese aufwendige Versuchsdurchführung ist für die Überprüfung der Dichtigkeit von Düsenstrahlkörpern nicht notwendig und nicht hilfreich. Dort genügt die Beaufschlagung der Teststrecke mit einem Druck, der bei Undichtigkeiten einen mit dem vorhandenen Equipment einwandfrei messbaren Wasserabfluss sicherstellt. Dafür wird der 1,5-fache hydrostatische Differenzdruck, der sich aus dem maximalen Außenwasserstand und dem planmäßigen Innenwasserstand ergibt, vorgeschlagen. Versickerungs- und Wiederanstiegsversuche sind wegen der dort integralen Betestung einer längeren Bohrstrecke dann geeignet, wenn die erbohrten Kerne die Zuordnung von Wasserwegsamkeiten zu Kubaturbereichen erlauben.

6.5 Rasterbohrungen

Mit üblichen Kernbohrungen von der Herstellenebene aus kann die Qualität von Düsenstrahlkubaturen einer ersten Beurteilung zugänglich gemacht werden. Lassen die Kerne Undichtigkeiten vermuten, können diese mit hydraulischen Tests beurteilt und eingegrenzt werden. Eine bewährte und wesentlich systematischere, engmaschige Technik für die Überprüfung der Homogenität und Dichtigkeit von Düsenstrahlkubaturen für Dichtblöcke ist die Ausführung von kleinkalibrigen horizontalen Rasterbohrungen (20 bis 40 mm) durch die noch nicht geöffnete Schlitzwand in die Dichtblockkubatur hinein (Bohrungen enden ca. 1 m vor der hinteren Kubaturbegrenzungsfläche).

7 Beurteilungskriterien und –strategie

Die Vorpunkte haben gezeigt, dass Düsenstrahlkörper systembedingt Merkmale aufweisen, die eine größere Variation der nutzbaren Eigenschaften zur Folge haben und dass die verfügbaren Kontrolltechniken Stichprobencharakter aufweisen und mit eigenen, gleichfalls systembedingten Unsicherheiten und Streuungen behaftet sind.

Der systematischen, gesamtheitlichen Auswertung aller verfügbaren Informationen kommt deshalb eine besondere Bedeutung zu, wobei Mindeststandards zu Art und Umfang der notwendigen Informationen unabdingbar sind.

Abbildung 4 gibt einen Überblick über Randbedingungen und Einflüsse auf die Qualität und Integrität von Düsenstrahlkörpern und zeigt den hier vorgeschlagenen, prinzipiellen Bewertungsablauf. Auf die Einzelmaßnahmen wird im Folgenden eingegangen. Die Bewertung von Düsenstrahlkörpern bezüglich ihrer Integrität erfolgt hier nach drei Schritten:

Tabelle 6: Beurteilungsschritte

	Schritt	Verweise
1	Einordnung von Düsenstrahlkörpern in Sicherheitsklassen (Klassen gleicher sicherheitstechnischer Bedeutsamkeit, SK 1 bis 4) auf der Grundlage der Bauteilfunktion und der geometrischen Randbedingungen	Tabellen 7a, 7b
2	Festlegung geeigneter Kontrollen auf Grundlage der Baugrund- und Verfahrensmerkmale	Tabellen 8a, 8b
3	Bewertung anhand der Ergebnisse der Kontrollen unter Punkt 2 (Tabelle 8.4)	Tabelle 9

In den Tabellen 7a und 7b werden die im Tunnelbau vorwiegend angewandten Düsenstrahlkörper Klassen „gleicher sicherheitstechnischer Bedeutsamkeit“ (Sicherheitsklassen SK) zugeordnet. Die Sicherheitsklassen unterscheiden sich durch die Höhe der Bedeutsamkeit (SK1: Risiken eher klein, SK4: Risiken eher groß), wobei die Grenzen zwischen den Sicherheitsklassen fließend sind bzw. sein können. Die hier gewählten Zuordnungen sind als allgemeiner Vorschlag zu verstehen und projektbezogen hinsichtlich der Risiken auf Versagen, Mängel (eingeschränkte Funktion) und erhöhten Aufwand auf Sinnfälligkeit zu überprüfen.

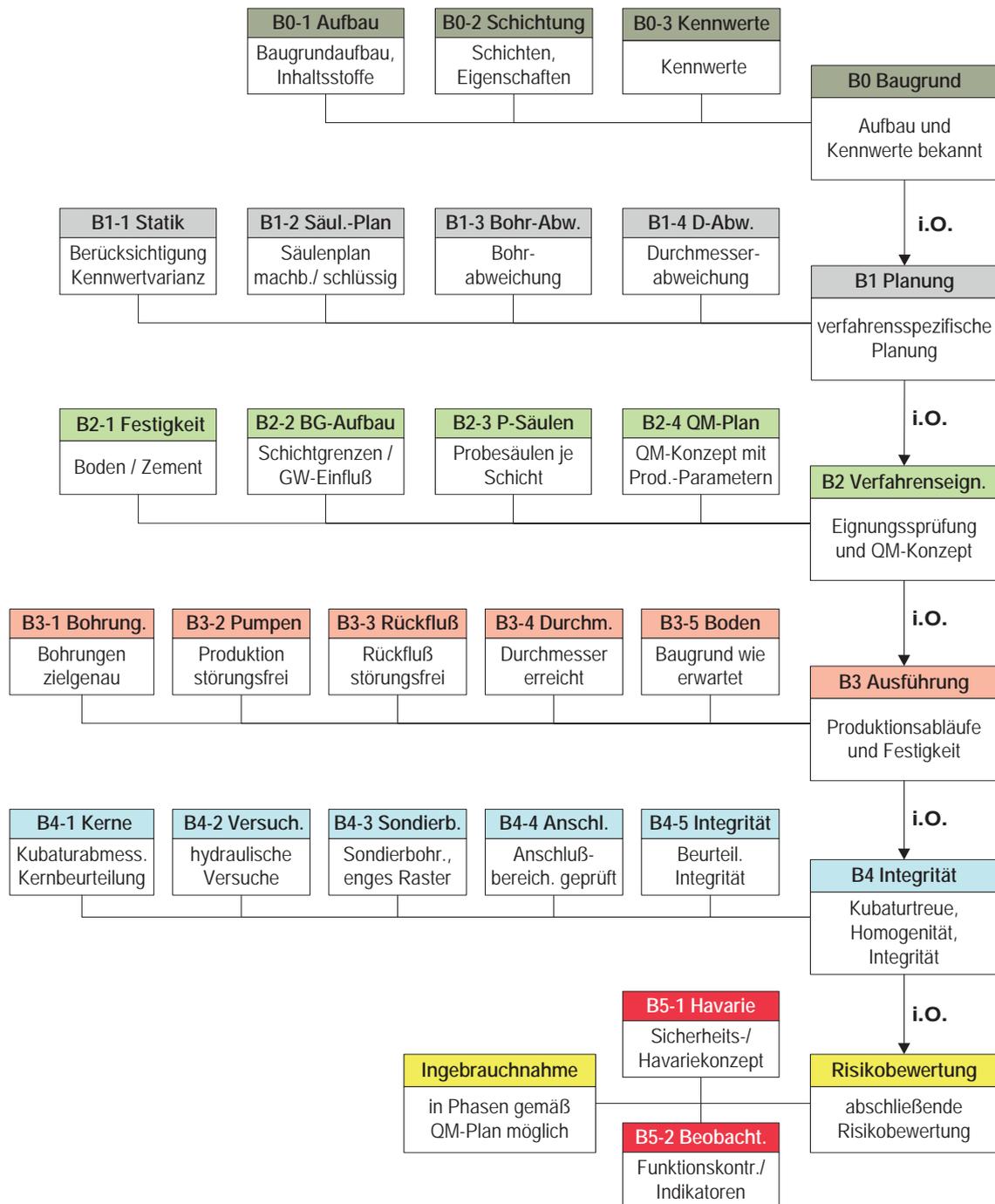


Abb. 4: Integritätsrelevante Merkmale und Beurteilungskriterien

Die Sicherheitsklassen korrespondieren naturgemäß mit den geotechnischen Kategorien der DIN 4020. So können die Sicherheitsklassen 1 und 2 hinsichtlich der erforderlichen Baugrunderkundungen der geotechnischen Kategorie 1, die Sicherheitsklassen 2 und 3 den geotechnischen Kategorien 2 oder 3 und die Sicherheitsklasse 4 der geotechnischen Kategorie 3 zugeordnet werden. Dies ist im Einzelfall durch den Planer und/oder den Sachverständigen für Geotechnik festzulegen. Die geotechnischen Kategorien ersetzen nicht die Zuordnung zu Sicherheitsklassen, da mit Letzteren in der vorliegenden Bewertungskonzeption weitere Verzweigungspfade bei den Kontrollen und Beurteilungen verknüpft sind. Die Sicherheitsklassen für Düsenstrahlkörper werden getrennt für Düsenstrahlkörper ohne abdichtende Wirkung (Tabelle 7a) und solchen, die neben der statischen auch eine abdichtende Funktion haben (Tabelle 7b), festgelegt.

Tabelle 7a: Klassen gleicher sicherheitstechnischer Bedeutsamkeit (Sicherheitsklassen) für Düsenstrahlkörper ohne dichtende Wirkung, nur statisch wirksam (Erddruck)

ohne abdichtende Funktion	Sicherheitsklasse				Beispiele
	SK1	SK2	SK3	SK4	
SK1: weniger bedeutsam SK4: höchst bedeutsam					
Schwergewichtskörper, freie Höhe < 3 m	●				Unterfangungen, GK 1
Schwergewichtskörper, freie Höhe ≥ 3 m		●			Unterfangungen, GK 2
Schwergewichtskörper, rückverankert			●		Unterfangungen
Gewölbstrukturen < 3 m Höhe		●			Lückenschlüsse, Dichtblöcke
Gewölbstrukturen ≥ 3 m Höhe			●		Lückenschlüsse, Dichtblöcke
Schmaldichtungen	●				Zwickelschließungen

Tabelle 7b: Klassen gleicher sicherheitstechnischer Bedeutsamkeit (Sicherheitsklassen) für Düsenstrahlkörper mit Abdichtungswirkung, Druckhöhe > 2 m, (Erd- und Wasserdruck)

mit statisch. und abdichtend. Funktion	Sicherheitsklasse*				Beispiele
	SK1	SK2	SK3	SK4	
SK1: weniger bedeutsam; SK4: höchst bedeutsam					
Schwergewichtskörper, freie Höhe < 3 m			●		Unterfangungen
Schwergewichtskörper, freie Höhe ≥ 3 m				●	Unterfangungen
Schwergewichtskörper, rückverankert				●	Unterfangungen
Gewölbstrukturen bis 3 m Höhe			●		Lückenschlüsse, Dichtblöcke
Gewölbstrukturen über 5 m Höhe				●	Lückenschlüsse, Dichtblöcke
Schmaldichtungen, freie Höhe < 3 m		●			Zwickelschließungen
Schmaldichtungen, freie Höhe ≥ 3 m				●	Zwickelschließungen
Horizontale Dichtung, auftriebssicher			●		Baugrubensohlen
Horizontale Dichtung, rückverankert				●	Baugrubensohlen

* Die Sicherheitsklassen erhöhen sich um eine Stufe bei Kubaturunterkanten von > 10 m unter Arbeitsebene

In den Tabellen 8a und 8b wird der Zusammenhang zwischen den Randbedingungen und Merkmalen gemäß Abbildung 4, den beschriebenen Sicherheitsklassen und qualitätssichernden Maßnahmen bzw. Kontrollen hergestellt.

Ausgehend von den in Abbildung 4 dargestellten Schritten bzw. Projektphasen B0 bis B3 und Beobachtungen B4 werden in horizontaler Richtung die zugehörigen Sicherheitsklassen (Tabellen 8a, 8b, Tabellenfelder) aufgesucht und von dort in senkrechter Richtung nach oben die jeweils zugehörigen Maßnahmen aufgefunden (Spaltenköpfe). Grundsätzlich ist stets die am weitestgehende Maßnahme, die sich aus der Tabellenanwendung ergibt, maßgeblich. Die Tabelle ist als orientierende Empfehlung zu verstehen und kann projektbezogen angepasst werden. In der folgenden Abb. 5 werden weitere Hinweise gegeben.

Allgemeine Hinweise zu Tabellen 8a und 8b:

- 1) Die Tabellen geben an, welche Randbedingungen und Sicherheitsklassen bestimmte Maßnahmen und Kontrollen im Regelfall direkt (mindestens) auslösen
- 2) Ausgehend von der linken Spalte (Randbedingungen / Merkmale / Beobachtungen) wird über die Sicherheitsklasse im Tabellenfeld die notwendige Maßnahme / Kontrolle im betreffenden Spaltenkopf gefunden
- 3) Ist eine Sicherheitsklasse im Tabellenfeld angegeben, heißt dies, dass die betreffende Maßnahme bei dieser und höheren Sicherheitsklassen anzuwenden ist
- 4) Die Tabelle ist als orientierende Empfehlung zu verstehen. Es kann durchaus projektbezogen notwendig oder sinnvoll sein, von diesen Empfehlungen abzuweichen im Sinne einer Verschärfung oder auch einer Vereinfachung, etwa bei örtlicher Erfahrung
- 5) Treffen mehrere Merkmale zu, ist immer die jeweils weitestgehende, abzuleitende Maßnahme / Kontrolle vorzusehen.

Hinweise zu den Tabellenspalten:

- a) die in den Tabellen beschriebenen Maßnahmen können / werden auch bei Erweiterung der Untersuchungen und positiven Einzelergebnissen zu keiner sicheren Beurteilung führen (Ausschlusskriterium)
- d, e, f, l) angemessene Stichprobe, z. B. mind. 3 Einzelmessungen; ansonsten alle 20 - 50 Bohrungen; ansonsten nach Vorgaben des Sachverständigen für Geotechnik (SfG), der Zulassung, dem QS-Plan, etc.
- g, m) nach Maßgabe des Sachverständigen für Geotechnik, des QS-Planes
- n) Kernbohrungen in Verdachts- (Bereiche besonderer Randbedingungen oder Produktionsbeobachtungen) oder sicherheitsrelevanten Bereichen
- o) bei Hinweisen auf systematische Probleme: entsprechende systematische Überprüfung
- p, q, r, s) im Einzelfall mit dem Sachverständigen für Geotechnik festzulegen, im QS-Plan zu berücksichtigen
- t) Kernbohrungen zur Überprüfung des Kraftschlusses im Bereich von Anschlüssen an Baubestand

Abb. 5: Hinweise zu Tabellen 8a und 8b

Tabelle 8a: Festlegung geeigneter Kontrollen auf Grundlage der Baugrund- und Verfahrensmerkmale (Fortsetzung in Tabelle 8b)

Maßnahmen und Kontrollen →	a	Eignung			Bohren		Durchmesser			Festigkeit	
		b	c	d	e	f	g	h	i	k	
Randbedingungen / Merkmale / Beobachtungen (siehe Abbildung 8.1) ↓	1	Maßnahmen nicht zielführend	Eignung Prüfung Labor	Stichpr. Bohreignung	Lagevermessung jeder Bohrung	Stichpr. Durchmesser	Stichpr. Durchmesser, erweitert	Beprobung des Rückflusses	Untersuch. von Schöpfproben	Untersuch. von Kernproben	
B0-1 Baugrundaufbau nicht örtlich erkundet	2	SK 3	SK 1	SK 2		SK 2		SK 1	SK 3	SK 2	
B0-2 Baugrundaufbau bekannt, homogen	3		SK 3	SK 3		SK 4		SK 2		SK 4	
B1-1 Baugrundaufbau bekannt, geschichtet	4		SK 2	SK 2	SK 4	SK 2	SK 3	SK 3	SK 3	SK 4	
B1-2 Tonige oder organische Schichten	5	SK 4	SK 2	SK 2		SK 2	SK 3	SK 1	SK 2	SK 2	
B1-3 Kiese, Sande, bis sandige Schluffe	6		SK 4		SK 4			SK 2		SK 3	
B1-4 Hindernisse, einzeln und/oder klein	7			SK 2		SK 2	SK 3				
B1-5 Hindernisse, häufig und/oder groß	8			SK 2	SK 3	SK 1	SK 4				
B1-6 verformungsempf. Bebauung im Bereich	9										
B0-2 Grundwasserhältnisse unbekannt	10		SK 3				SK 4	SK 2	SK 3		
B1-1 GW-Strömung, ev. in Groblagen	11		SK 3							SK 3	
B1-2 GW-Inhaltsstoffe relevant	12		SK 3					SK 2	SK 3	SK 4	
B0-3 Bodenkennwerte nicht ausreichend bekannt	13	SK 4	SK 2			SK 2			SK 2	SK 3	
B1-1 Statik: Festigkeitsvarianz nicht berücksichtigt.	14		SK 2			SK 2			SK 2	SK 3	
B1-2 Säulenplan nicht schlüssig, örtl. schwierig	15	SK 4	SK 3	SK 2	SK 3		SK 3		SK 2	SK 3	
B1-3 Bohrabweichung nicht berücksichtigt.	16	SK 4		SK 2	SK 3						
B1-4 Durchmesservarianz nicht berücksichtigt.	17	SK 4	SK 2	SK 2	SK 3	SK 2	SK 3				
B3-1 Bohrungen nicht zielgenau bei Stichprobe	18	SK 4			SK 3						
B3-2 Druck-Mengen-Verläufe nicht störungsfrei	19						SK 3				
B3-3 Rückfluss nicht störungsfrei	20						SK 3				
B3-4 Hinweise auf veränderten Baugrund	21		SK 3	SK 3		SK 2	SK 4	SK 2	SK 3	SK 3	
B4-1 Kerne nicht homogen (Stichproben)	22										
B4-2 Hydraulische Versuche: Undichtigkeiten	23										
B4-3 Sondierbohrungen: Undichtigkeiten	24										
B4-4 Anschlussbereiche nicht homogen	25	SK 4									

Tabelle 8b: Festlegung geeigneter Kontrollen auf Grundlage der Baugrund- und Verfahrensmerkmale (Fortsetzung von Tabelle 8a)

Maßnahmen und Kontrollen →	a	Homogenität				Dichtigkeit				Integrität (ergänz.)			Umfeld
		l	m	n	o	p	q	r	s	t	u	v	
Randbedingungen / Merkmale / Beobachtungen (siehe Abbildung 8.1) ↓	1	Maßnahmen nicht zielführend	Kernbohrungen erweitert	Kernbohrungen gezielt	Verdicht. Erkundraster	Hydraul. Versuche	Hydraul. Versuche erweitert.	Kleinbohrungen, systematisch	Probeab-senkung 1 : 1	Kernbohr. An-schlüsse	Kernbohr. Kubatur-abmess.	Verfor-mungsmess. Beobacht.	
	B0-1	Baugrundaufbau nicht örtlich erkundet	SK 2	SK 2		SK 2					SK 2	SK 2	
		Baugrundaufbau bekannt, homogen	SK 4				SK 4			SK 4			
		Baugrundaufbau bekannt, geschichtet	SK 3	SK 4			SK 3	SK 4		SK 4	SK 3		
		Tonige oder organische Schichten		SK 2	SK 3		SK 2	SK 3	SK 3	SK 2	SK 3	SK 3	
		Kiese, Sande, bis sandige Schluffe	SK 3	SK 3			SK 3	SK 4		SK 4	SK 4		
		Hindernisse, einzeln und/oder klein	SK 2	SK 4			SK 3	SK 4	SK 3	SK 2	SK 2		
		Hindernisse, häufig und/oder groß	SK 2	SK 3	SK 4	SK 4	SK 2	SK 4	SK 4	SK 3	SK 3		
		verformungsempf. Bebauung im Bereich	SK 3	SK 4	SK 4					SK 4	SK 3	SK 1	
		Grundwasserverhältnisse unbekannt	SK 3	SK 4	SK 4		SK 3	SK 4	SK 4	SK 3	SK 4		
	B0-2	GW-Stromung, ev. in Groblagen	SK 2	SK 3	SK 4		SK 2	SK 4	SK 4	SK 3			
		GW-Inhaltsstoffe relevant											
B0-3	Bodenkennwerte nicht ausreichend. bekannt		SK 2	SK 3			SK 2	SK 3		SK 3			
B1-1	Statik: Festigkeitsvarianz nicht berücksichtigt.		SK 2	SK 2									
B1-2	Säulenplan nicht schlüssig, örtlich. schwierig	SK 4	SK 3	SK 2		SK 2	SK 3		SK 2	SK 3	SK 3		
B1-3	Bohrabweichung nicht berücksichtigt.	SK 4	SK 2	SK 3		SK 2	SK 3	SK 3	SK 2	SK 2	SK 3		
B1-4	Durchmesservarianz nicht berücksichtigt.	SK 4	SK 2	SK 3		SK 2	SK 3	SK 3	SK 2	SK 2	SK 3		
B3-1	Bohrungen nicht zielgenau bei Stichprobe	SK 4	SK 3	SK 3	SK 3	SK 3			SK 3	SK 3			
B3-2	Druck-Mengen-Verläufe nicht störungsfrei		SK 2	SK 3	SK 3	SK 2	SK 3		SK 4	SK 3	SK 2		
B3-3	Rückfluss nicht störungsfrei		SK 2	SK 3	SK 3	SK 2	SK 3		SK 4	SK 3	SK 2		
B3-4	Hinweise auf veränderten Baugrund		SK 2	SK 3	SK 3	SK 2	SK 3		SK 4	SK 4	SK 2		
B4-1	Kerne nicht homogen (Stichproben)	SK 2	SK 3	SK 3		SK 2	SK 3			SK 4	SK 4		
B4-2	Hydraulische Versuche: Undichtigkeiten		SK 3	SK 4	SK 4			SK 3	SK 4	SK 3	SK 4		
B4-3	Sondierbohrungen: Undichtigkeiten				SK 3		SK 3	SK 3	SK 3				
B4-4	Anschlussbereiche nicht homogen	SK 4			SK 3		SK 3	SK 3	SK 3		SK 3		

In Tabelle 9 werden die bei den Maßnahmen gemäß Tabelle 8a und 8b erhaltenen Ergebnisse zu einer Bewertung zusammengeführt. Dieses Bewertungsschema ist ein prinzipieller Vorschlag und ggf. an die Projekterfordernisse anzupassen. In Tabelle 9 werden ausgehend von den in Abbildung 4 dargestellten Schritten der Projektphasen B3 bis B5 und der Beobachtungsphase 4 (Spalten 1 und 2) zeilenweise die maßgeblichen Sicherheitsklassen aufgesucht und von dort in senkrechter Richtung nach oben die jeweils zugehörige Beurteilung aufgefunden. Sofern in der Tabelle eine Sicherheitsklasse eingetragen ist, gilt die entsprechende Beurteilung ab der Einordnung in diese oder eine höhere Sicherheitsklasse.

Tabelle 9: Bewertung von Mängelbeobachtungen

Randbedingungen / Merkmale / Beobachtungen gemäß Tabelle 8.3		Sanierung, örtlich	Systemat. Gesamt-sanierung	Verfahrenswechsel	Bemerkung
B 3-1	Bohrungen örtlich ungenau	SK 2			Eingrenzung möglich
	Bohrungen systematisch ungenau		SK 4		soweit Bestätigung durch B-4; (Verdacht auf system. Mängel)
B 3-2	Druck-Mengen-Verläufe nicht störungsfrei		SK 4		Soweit Bestätigung durch B-4; (Verdacht auf system. Mängel)
B 3-3	Rückfluss regelmäßig nicht störungsfrei		SK 4		Soweit Bestätigung durch B-4; Verdacht auf system. Mängel)
B 3-4	Hinweise auf veränderten Baugrund				Überprüfungsbedarf
B 4-1	Kernbohrungen: örtliche Abweichungen		SK 3		
	Kernbohrungen: systematische Mängel		SK 2	SK 3	
B 4-2	Hydraulische Tests: örtliche Mängel		SK 3		
	Hydraulische Tests: systematische Mängel		SK 2	SK 3	
B 4-3	System. Sondierbohr.: örtliche Mängel	SK 2	SK 3		
	System. Sondierbohr.: systematische Mängel		SK 2	SK 3	
B 4-4	Anschlussbereiche: örtliche Mängel	SK 2	SK 2		
	Anschlussbereiche: systematische Mängel		SK 2	SK 3	system. Sanierung der Anschlussbereiche
B 4-5	Integrität: örtliche Fehlstellen, keine Beeinträchtigung der Tragfunktion, sanierbar	SK 2			zu besorgender Schaden gemäß Tabelle 3.1: SB4, SB3b, SB2b
	Integrität: einzelne Mängel, Ursachen nicht eindeutig zuzuordnen, vermutlich gestreut, evtl. Funktionsbeeinträchtigung		SK 2		zu besorgender Schaden gemäß Tabelle 3.1: SB1b, SB2a, SB2b
	Integrität: Mängel systematisch vorhanden, Ursache unbekannt oder im/mit Verfahren nicht behebbar; Funktionsbeeinträchtigung			SK 3	zu besorgender Schaden gemäß Tabelle 3.1: SB1a, SB1b, SB2a, SB3a
B 5-1	Havariekonzept nicht ausreichend		SK 2	SK 3	

Der Ersatz bzw. der Verfahrenswechsel kann auch darin bestehen, dass eine Funktion (z. B. die Wasserdichtigkeit) aufgegeben und dafür eine Ersatzmaßnahme vorgesehen wird. Dies entspräche dem Vorgehen, das auch mit der Planung einer zweiten Sicherheitsebene derzeit projektbezogen gebräuchlich ist.

8 Bewertungsstrategie

8.1 Übersicht über die Einzelschritte

In Abb. 6 wird beschrieben, wie die Integrität von Düsenstrahlkubaturen geprüft und ggf. gesteuert wird. Die Prozessbeschreibung setzt nach der Vorplanung ein.

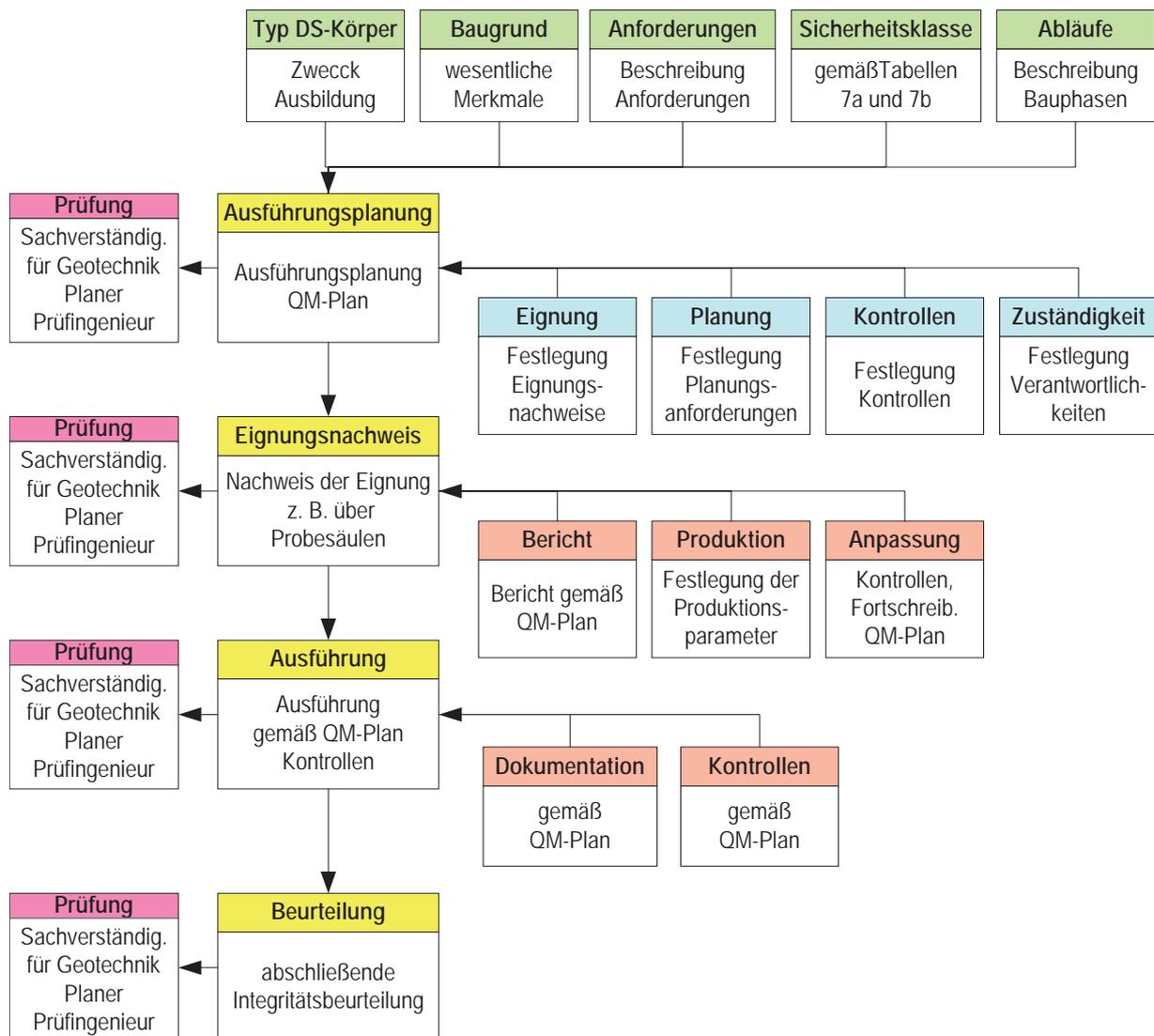


Abb. 6: Bewertungsstrategie – Einzelschritte

Die Prüfungen sind in der Reihenfolge Sachverständiger für Geotechnik / Bauüberwacher (oder ähnliche Funktion) / Prüfsingenieur durchzuführen und fortzuschreiben.

8.2 Qualitätssicherungsprotokoll

Abhängig von der Sicherheitsklasse (Tabellen 7a und 7b) wird für Düsenstrahlkörper mit Beginn der Ausführungsplanung ein Qualitätssicherungsprotokoll als Bestandteil des Qualitätssicherungsplans und in Anlehnung an Abbildung 4 abgestimmt und festgelegt. Dieses Protokoll gibt zu jedem Zeitpunkt umfassend Auskunft über den Stand der Beurteilung, enthält alle Zwischenberichte, Übergabezeitpunkte, Stellungnahmen und stellt die zeitnahe Prüfung der Einzelschritte sicher. Das Qualitätssicherungsprotokoll wird bei der Bauüberwachung oder beim Bauherrn / Auftraggeber als laufend aktualisierte Begleitunterlage geführt und bildet die Grundlage für die gesamtheitliche Beurteilung der Düsenstrahlkubatur und für die Abnahme.

Für die einzelnen Projektphasen werden sinnvollerweise Checklisten erarbeitet und den Beteiligten an die Hand gegeben. Meldeketteln und Verantwortlichkeiten gehören sowohl für die Ausführung wie auch für die Inbetriebnahme zur Qualitätssicherung. Entsprechende Vorgänge werden im Qualitätssicherungsprotokoll festgehalten.

8.3 Schlussbemerkung

Mit dem vorliegenden Konzept wird der Versuch unternommen, den besonderen Merkmalen der Herstellung und Ingebrauchnahme von Düsenstrahlkubaturen im Tunnelbau (und darüber hinaus) bei Planung, Herstellung, Kontrollen und Ingebrauchnahme Rechnung zu tragen. Dabei wurden die Normungslage, der Stand der Technik sowie Erfahrungen und Fehlschläge berücksichtigt. Das Konzept erhebt keinen Anspruch auf Vollständigkeit und Sinnfälligkeit in allen Details. Es ist hinsichtlich der Kontrollen und Handlungspfade im Zuge der Erfahrungen bei Anwendungen weiter zu entwickeln und fortzuschreiben. Eine Diskussion in der Fachwelt und Weiterentwicklung nach Anwendungserfahrungen ist wünschenswert.

9 Literatur

- BORCHERT, K.-M. / PLACZEK, D. / LÄCHLER, W.: "Anforderungen an Baugrundgutachten zur Beherrschung der Risiken", erschienen in: Beratende Ingenieure, Juli/August 2001
- GIRMSCHIED, G./BUSCH, TH. A.: "Risikomanagement in Bauunternehmen – Projektrisikomanagement in der Angebotsphase", veröffentlicht in: Bauingenieur, Band 78, Dezember 2003
- GODEHART, K./RIZKALLAH, V./VOGEL, J.: "Zur Abschätzung des Restrisikos einer Baumaßnahme", veröffentlicht als Heft 11 des Instituts für Bauschadensforschung, Hannover, 1995
- HOFFMANN, H./KATZENBACH, R., QUICK, H./WEIDLE, A.: "Überlegungen zum Risk Assessment beim Düsenstrahlverfahren auf der Basis aktueller Entwicklungen", Christian-Veder-Kolloquium, Graz, April 2000
- KLUCKERT, KLAUS. D.: "20 Jahre HDI in Deutschland - Von den Fehlerquellen über die Schäden zur Qualitätssicherung", Baugrundtagung Berlin 1996
- KLUCKERT, KLAUS. D (2000).: "Quo vadis HDI?", Christian-Veder-Kolloquium, Graz, April 2000
- MARTAK, LOTHAR: "Düsenstrahlverfahren in der europäischen Normung", Christian-Veder-Kolloquium, Graz, April 2000
- RAABE, ERNST-WERNER: "Baugrundrisiko, Preisdruck und Qualitätssicherung im Spezialtiefbau – Gedanken zum Projektablauf von der Planung bis zur Abnahme", Bochum, Juni 2003
- RAABE, ERNST-WERNER: Vorlesungsunterlagen „Bodeninjektionstechnik“, Universität Duisburg-Essen, Kapitel Düsenstrahltechnik, 2002 bis 2004, unveröffentlicht
- RAABE, E. W./KALTHOFF, D./STEWERING, T.: "Sohlaussteifung einer tiefen Baugrube unter Anwendung des Soilcrete-Verfahrens", Baugrundtagung Köln, 1994

Berechnung und Ausführung einer Rüttelstopfverdichtung in weichem Geschiebemergel

Prof. Dr.-Ing. K.-M. Borchert, Dipl.-Ing. K. Deterding, Dr.-Ing. F. Kirsch
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

1 Einführung in das Projekt

Im Zeitraum November 2003 bis November 2004 wurde in Berlin-Mariendorf ein neues Logistikzentrum der Kaisers-Tengelmann AG errichtet. Die Halle, die in Fertigteilbauweise als Stahlbetonskelettbau errichtet wurde, besitzt eine Grundfläche mit den Abmessungen 228 m x 144 m und ist 12,3 m hoch. Die Regelstützweite beträgt jeweils 24 m bei einem Abstand der Binder von 12 m. Der vertikale Lastabtrag erfolgt über insgesamt 181 Stützenfundamente, die in der Regel rd. 3,5 m x 3,5 m und in Sonderbereichen bis zu rd. 6 m x 6 m groß sind. Die GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH war im Auftrage der Fa. Wayss & Freytag Schlüsselfertigbau AG mit der Planung und Optimierung der Gründungsmaßnahmen auf der Grundlage des vorhandenen Baugrundgutachtens betraut. *Bild 1* zeigt Ansichten der Halle aus der Bauzeit und nach Fertigstellung.



Bild 1: Logistikzentrum Kaisers-Tengelmann in Berlin-Mariendorf.

Das Baufeld liegt auf einem Areal jahrzehntelanger industrieller Nutzung durch die GASAG Berliner Gaswerke AG. Teilflächen der geplanten Logistikhalle waren durch vorhandene Altbebauungen (Tanks und Gebäude) vorbelastet, die im Vorfeld der Baumaßnahme abgerissen wurden.

Nach dem Baugrundgutachten stehen auf dem Gelände unter ca. 2,5 m bis 4,5 m mächtigen Auffüllschichten weiche Geschiebemergelschichten über mitteldicht bis dicht gelagerten Sanden an. Die Auffüllungen, die im Wesentlichen aus bindigen Böden in Form von umgelagertem Geschiebemergel bestehen, wurden bereits im Rahmen der ursprünglichen Erschließung des Geländes vor ca. 100 Jahren aufgebracht. Bereichsweise sind in den Auffüllungen auch organische Schichten mit Mächtigkeiten zwischen 0,1 m bis maximal 1,5 m eingelagert. Die Unterkante des weichen Geschiebemergels war mit 15 m tiefen Drucksondierungen nicht an allen Aufschlüssen erreicht worden.

Im Baugrundgutachten wurde eine Tiefgründung bzw. eine Gründung auf vermörtelten Stopfsäulen sowohl für die 181 Stützenfundamente der Halle als auch für den mit 50 kN/m² aus den Hochregallagern relativ hoch belasteten Hallenfußboden empfohlen, wobei die den Geschiebemergel unterlagernden Sande als tragfähiger Baugrund eingeschätzt wurden. Die daraus resultierenden Pfahllängen lagen zwischen ca. 10 m und mehr als 15 m.

Durch die GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH wurden im Zuge der Planungen geotechnische Nachuntersuchungen angeregt, die in der Folge durch den Baugrundgutachter ausgeführt wurden. Dazu gehörten insbesondere Flügelsondierungen in den anstehenden Böden zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit c_u sowie zusätzliche Drucksondierungen an allen Fundamenten zur genauen Ortung der organischen Einlagerungen. Des Weiteren wurde ein umfangreiches Mess- und Überwachungsprogramm konzipiert und ausgeführt. Mit den vorgenannten Maßnahmen wurde eine Optimierung der Gründung durch den Einsatz "schwimmend" angeordneter unvermörtelter Rüttelstopfsäulen ermöglicht.

2 Gruppentragwirkung von Rüttelstopfsäulen

Nahezu alle analytischen Verfahren zur Ermittlung der Verbesserungswirkung von Rüttelstopfsäulen gehen von der Anordnung der Säulen in einem ausgedehnten, quasi-unendlichen Raster aus. Werden die Rüttelstopfsäulen jedoch zur Abtragung konzentrierter Einzellasten beispielsweise aus Stützenfundamenten verwendet, so sind diese Ansätze nicht ohne weiteres übertragbar. Aufgrund der Interaktion der Säulen mit der lastübertragenden Platte und der Säulen untereinander (vgl. *Bild 2*) wird das Tragverhalten neben den Berechnungsparametern des Bodens und des Säulenmaterials von einer Vielzahl weiterer Faktoren, wie z.B. der Fundamentsteifigkeit und der räumlichen Anordnung der Säulen unter dem Fundament, beeinflusst. In Kirsch (2004) und Kirsch, Stahlmann und Wehr (2004) werden umfangreiche Untersuchungen zum Gruppentragverhalten von Rüttelstopfsäulen vorgestellt. Die dort entwickelten Ansätze wurden im Rahmen von Rückrechnungen und Verformungsprognosen auf das hier vorgestellte Projekt übertragen.

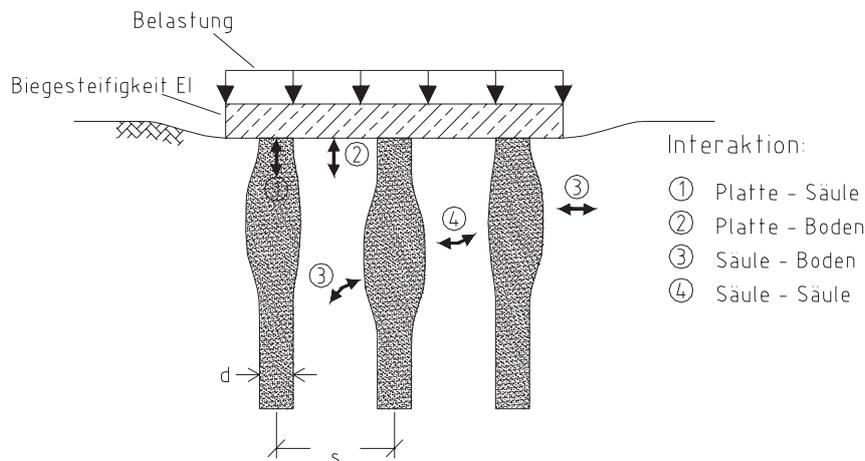


Bild 2: Tragverhalten von Schottersäulen – Interaktion Boden, Säule, Lastaufbringung.

Für die beim Logistikzentrum vorgenommenen Dimensionierungen des Rüttelstopfsäulenrasters wurde das Verfahren von Priebe (2003) verwendet. Darin wird durch Anpassungen der ursprünglichen Ansätze auf eine begrenzte Säulenzahlzahl und auf "schwimmend" angeordnete Säulen auch die Abschätzung der Verformungen der hier zu betrachtenden Einzelfundamente möglich. Aufgrund der Unsicherheiten in Bezug auf die zugrundeliegenden empirischen Korrelationen der Gruppenwirkung wurden bei dem Projekt zahlreiche Probebelastungen der Säulengruppen sowohl an Probefundamenten als auch an Bauwerksfundamenten durchgeführt.

3 Optimierte Gründung des Logistikzentrums

Im ursprünglichen Entwurf war die Gründung der Stützenfundamente und des Hallenbodens mit vertikalen pfahlartigen Traggliedern vorgesehen. Im Rahmen der Ausführungsplanung konnte eine Optimierung der Gründung durchgeführt werden. Die ursprüngliche Länge von i.M. ca. 15 m (bis in die tragfähigen Sande) konnte auf rd. 5 m unter den Fundamenten bzw. 6 m unter dem Hallenboden reduziert werden, indem darauf verzichtet wurde, die Säulen bis in die den Geschiebemergel unterlagernden Sande hinabzuführen. Sowohl die Säulengruppen zur Ableitung der konzentrierten Stützenlasten als auch das Säulenraster zur Gründung des Hallenbodens wurden in einer Tiefe von 6 m unter GOK schwimmend angeordnet. Unter Berücksichtigung der Ergebnisse der Flügelsondierungen konnte vollständig auf eine Vermörtelung der Säulen verzichtet werden, so dass im Ergebnis ein mit Rüttelstopfsäulen verbessertes steifes Gründungspolster entstanden ist.

Die Gründungslasten schwanken je nach Fundamenttyp zwischen 1,7 MN und 10 MN (vgl. *Bild 3*) bzw. 50 kN/m² für den Hallenboden. Aus der Dimensionierung der Rüttelstopfsäulen und den unterschiedlichen Stützenlasten ergaben sich unterschiedlichste Fundamenttypen, für die das Säulenraster zur Gründung individuell geplant und optimiert wurde.

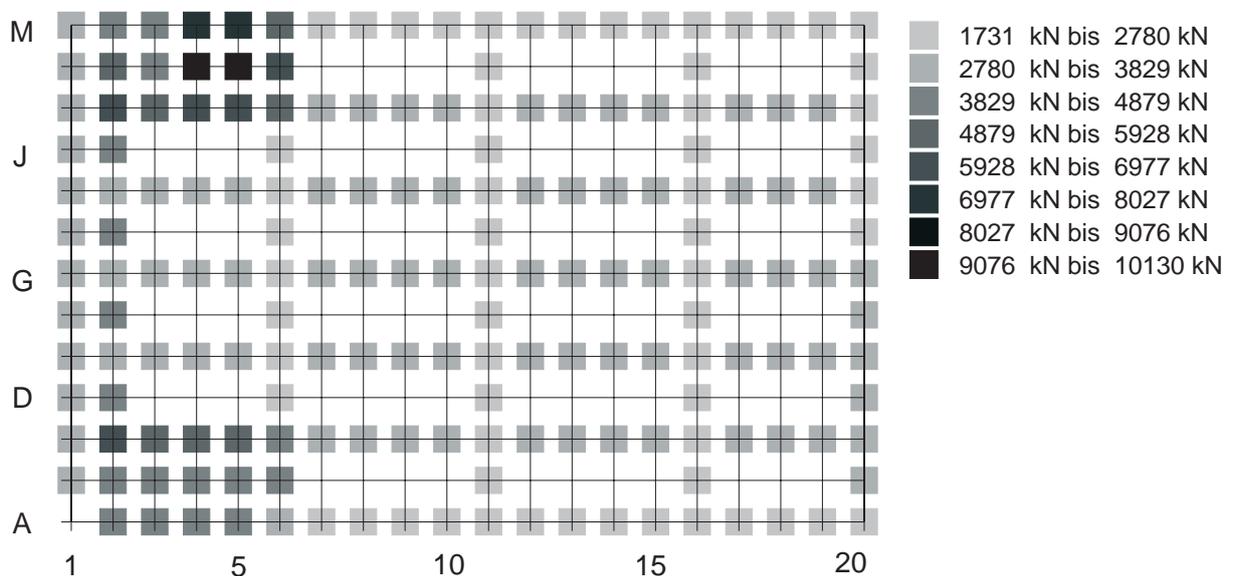


Bild 3: Stützenlasten.

Das Ziel des optimierten Entwurfs war, eine wirtschaftliche Gründung bei Einhaltung bauwerksverträglicher Setzungen und Setzungsdifferenzen zu ermöglichen. In *Bild 4* ist beispielhaft die Geometrie der Halle und der Gründung mit einem typischen Untergrundprofil gezeigt. Die Stützenfundamente mit Flächen zwischen 7,8 m² und 33,6 m² werden von Gruppen mit 9 bis 25 Säulen getragen.

Anhand der umfangreichen Zusatzerkundung durch Drucksondierungen konnten die Bereiche organischer Einlagerungen nach Tiefe und Mächtigkeit eingegrenzt werden (vgl. *Bild 5*). Entsprechend war in Bereichen mit organischen Einlagerungen der Säulendurchmesser auf $d = 1,0$ m aufzuweiten, während in den übrigen Bereichen ein Durchmesser von $d = 0,7$ m am Schaft und $d = 1,0$ m auf dem untersten Säulenmeter vorgeschrieben wurde.

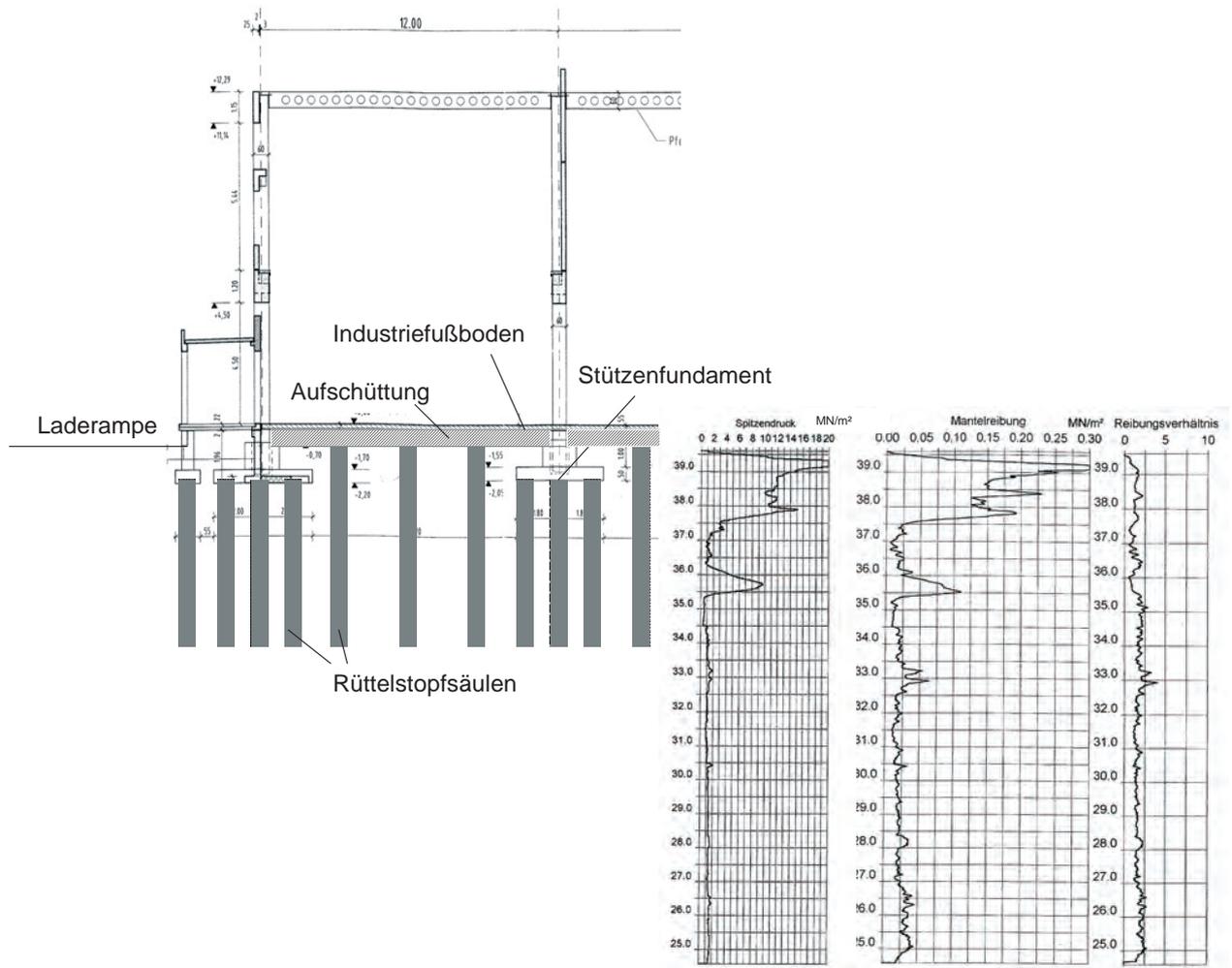


Bild 4: Hallenkonstruktion, Gründung und beispielhafter Baugrundaufschluß.

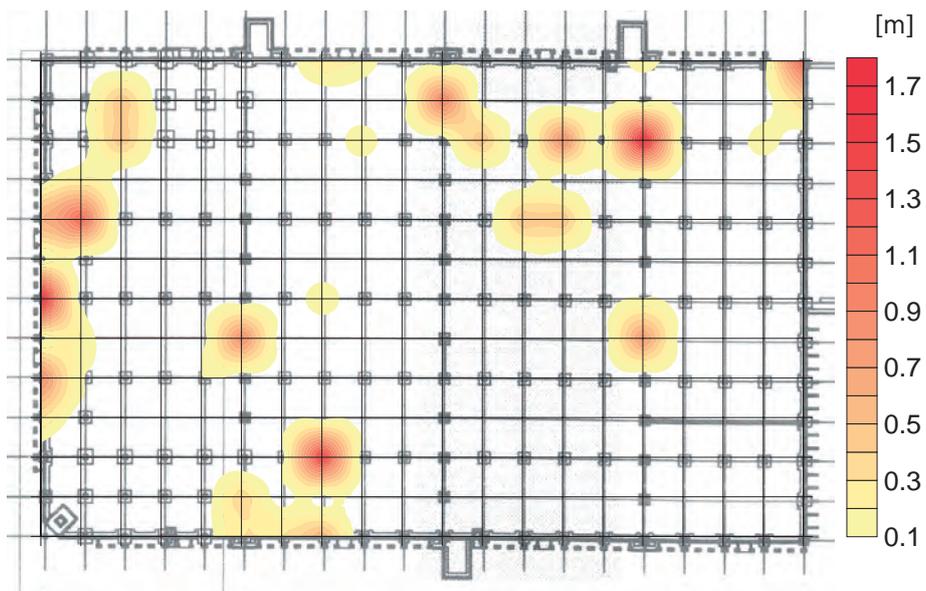


Bild 5: Mächtigkeit organischer Einlagerungen.

Zusätzlich zu den Drucksondierungen wurden Flügelsondierungen zur Ermittlung der undrainierten Scherfestigkeit c_u durchgeführt. Dabei wurden in Abhängigkeit vom Sondier-
spitzenwiderstand und der Tiefe Werte von i.M. rd. 70 kN/m^2 ($c_u = 15 \text{ kN/m}^2$ bis $c_u > 200 \text{ kN/m}^2$) im Geschiebemergel gemessen. In den organischen Schichten wurden Widerstände
im Flügelscherversuch von $c_u = 60 \text{ kN/m}^2$ bis $c_u = 160 \text{ kN/m}^2$ ermittelt.

Die Absetztiefe aller Säulen wurde unabhängig von der vorhandenen Unterkante des
Geschiebemergels einheitlich bei $33,5 \text{ mNN}$ festgelegt, so dass ein verbessertes Grün-
dungspolster zur Abtragung der Lasten aus der Hallenkonstruktion entstand (vgl. *Bild 6*). In
Bild 7 ist ein Ausschnitt aus dem Säulenplan mit den unterschiedlichen Fundamenttypen und
den Säulen unterhalb des Hallenbodens gezeigt.

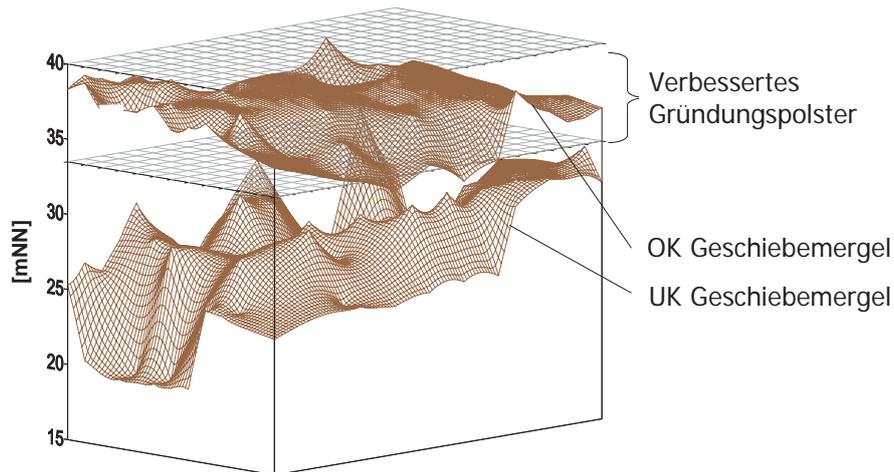


Bild 6: Gründungspolster und Mächtigkeit des weichen Geschiebemergels.

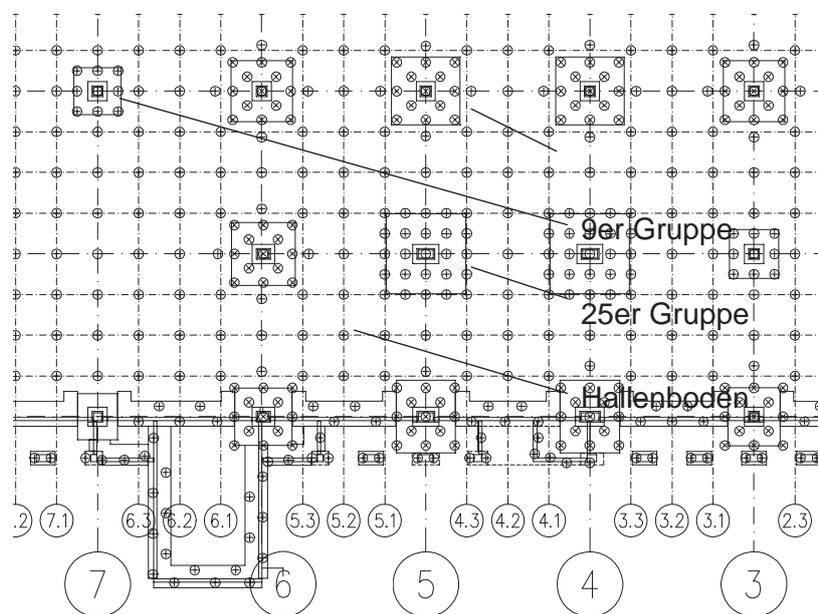


Bild 7: Säulenplan (Ausschnitt).

4 Probelastungen an Säulengruppen

Zur Verifikation der angesetzten Verbesserungswirkung durch den Einsatz von Rüttelstopfsäulen wurden drei Probefundamente im Bereich der ungünstigsten Baugrundverhältnisse und insgesamt sieben Bauwerksfundamente einer jeweils mehrtägigen Probelastung unterzogen (vgl. *Bild 8*). Die dabei gemessenen Verformungen sind in Tabelle 1 zusammengefasst. Anhand der Probelastungen konnten die geforderten Setzungskriterien nachgewiesen und die Wirksamkeit der Verbesserungsmaßnahme belegt werden. Die Probelastungen an den Bauwerksfundamenten wurden zum Teil auch notwendig, da in einigen Abschnitten bereits Säulen hergestellt waren bevor anhand der Nacherkundung die Lage der organischen Einlagerungen festgestellt wurde und die Säulenherstellung daher nicht daran angepasst werden konnte.

Im Anschluss an die zentrische Belastung der Probefundamente wurde eine Variation der Lasteinleitung zur Ermittlung des Widerstandes gegen außermittige Beanspruchungen vorgenommen. Dabei konnten für die Konstruktion der Einzelfundamente auf Rüttelstopfsäulengruppen folgende Drehbettung (für φ [rad] = $M \cdot c_{\varphi} \cdot I$) ermittelt werden:

$$c_{\varphi, \min} = 25 \text{ MN/m}^3$$

$$c_{\varphi, \max} = 50 \text{ MN/m}^3$$

Tabelle 1 Zusammenfassung der Probelastungsergebnisse.

Fundament PF=Probefundament, BF=Bauwerksfundament	Fundament- abmessungen [m x m]	Säulen- anzahl	Säulenabstand [m] D=Dreiecksraster, R=Rechteckraster	Dauer der Probe- belastung [Tage]	Max. mittige Sohlpressung [kN/m ²]	Max. Setzung [cm]
PF F1 (Hallenboden)	6,0 x 6,0	4	3,0 R	16	57	ca. 2,0
PF F2 (Raster weit)	3,5 x 3,5	5	1,5 D	14	240	ca. 2,5
PF F3 (Raster eng)	3,5 x 3,5	9	1,5 R	9	240	ca. 4,0
BF E2	3,6 x 3,6	9	1,5 R	3	225	ca. 2,0
BF F6	3,1 x 3,1	9	1,5 R	2	225	ca. 1,0
BF L11	3,1 x 3,1	9	1,5 R	4	225	ca. 4,0
BF K14	3,5 x 3,5	9	1,5 R	2	225	ca. 1,5
BF I16	3,0 x 3,0	9	1,5 R	5	225	ca. 2,0
BF K16	3,0 x 3,0	9	1,5 R	4	225	ca. 2,0
BF I17	3,5 x 3,5	9	1,5 R	3	225	ca. 1,5



Bild 8: Probelastung an Säulengruppen – Belastungseinrichtung und Pressen.

5 Nachrechnungen mit numerischem Modell

Zur Absicherung der mit analytischen Methoden vorgenommenen Dimensionierung der Säulenraster unter den einzelnen Fundamenten wurden Nachrechnungen der Probelastungen mit einem dreidimensionalen FE-Modell durchgeführt. Die Materialeigenschaften der Säule und des Bodens wurden nicht-linear unter Verwendung eines elasto-plastischen Modells angesetzt. Die Fundamentplatte wird mit ihrer tatsächlichen Steifigkeit im numerischen Modell berücksichtigt. Die Gesamtstruktur weist zwei Symmetrieebenen auf, so dass das System auf einen Achttellausschnitt des 3-D Kontinuums reduziert werden kann.

In *Bild 9* ist beispielhaft das verwendete FE-Netz für die Berechnung der Probelastung am Fundament E2 sowie die Spannungen in den Säulen bzw. im Untergrund infolge einer Fundamentbelastung von 216 kN/m^2 gezeigt. *Bild 10* zeigt die Gegenüberstellung der gemessenen Widerstands-Verschiebungslinie aus der Probelastung mit der im numerischen Modell ermittelten. Zusätzlich sind die Setzungenbeträge gezeigt, die sich aus einer Bemessung nach Priebe für die entsprechenden Laststufen ergeben. Dabei werden die Verschiebungen ohne und mit Berücksichtigung der sog. Einstanzsetzungen nach Priebe (2003) angegeben.

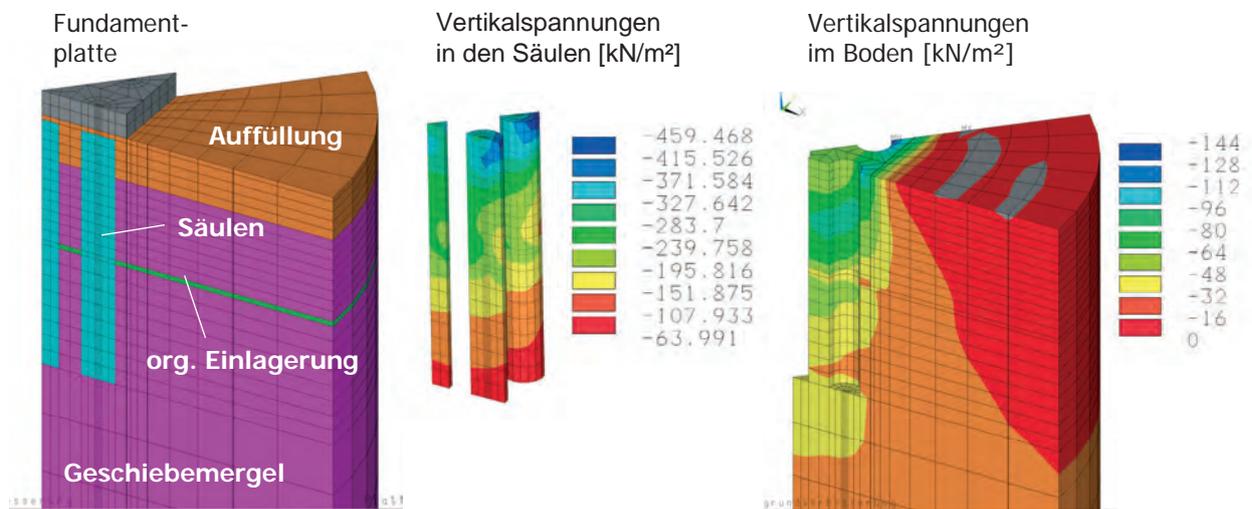


Bild 9: Numerisches Modell für Fundament E2 – FE-Netz und Vertikalspannungen.

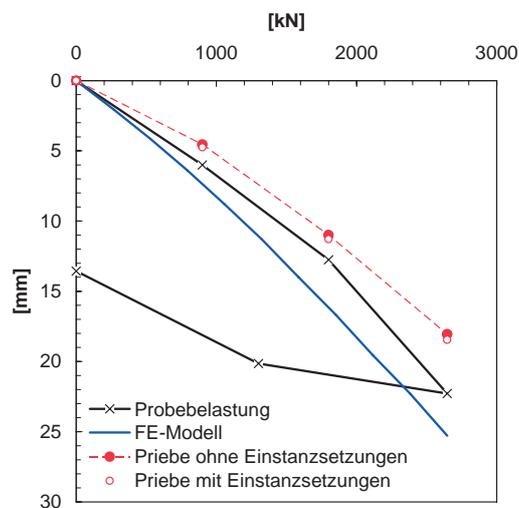


Bild 10: Vergleich Probelastung, Bemessung und FE-Berechnung für Fundament E2.

6 Gegenüberstellung mit Bauwerksmonitoring

Während der gesamten Bauzeit und noch nach der Übergabe wurden die Verformungen von sämtlichen Stützenfundamenten geodätisch überwacht. Auf diese Weise wurde einerseits der Erfolg der optimierten Gründungsmaßnahme dokumentiert. Andererseits war so die Überprüfung der Berechnungsansätze möglich. Obwohl der Zeitraum des Bauwerksmonitorings nur die Bauphase und einige Monate nach der Übergabe erfasst, kann davon ausgegangen werden, dass die Primärsetzungen abgeklungen sind. Kriechsetzungen sind im Berliner Geschiebemergel aufgrund seines hohen Sand-Anteiles nicht zu erwarten. *Bild 11* zeigt die Gesamtverschiebungen nach Fertigstellung der Halle. Deutlich zu erkennen sind die Bereiche der hochbelasteten Einzelstützen (vgl. *Bild 3*).

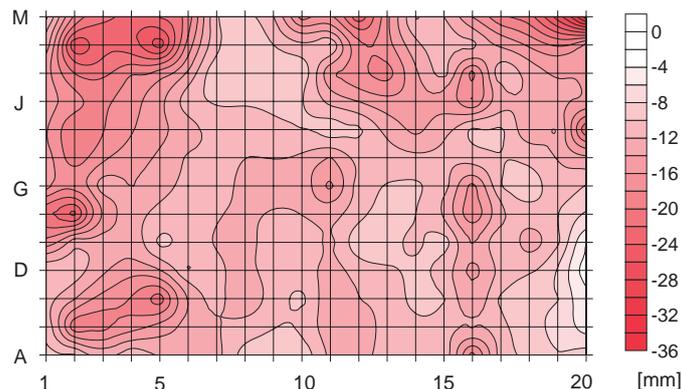


Bild 11: Gesamtverschiebungen nach Fertigstellung der Halle.

Zur Überprüfung wurde das mit 10 MN hoch belastete Stützenfundament in Achse L4 mit dem oben beschriebenen numerischen Modell unter Berücksichtigung des an dieser Position erkundeten Schichtenaufbaus nachgerechnet. *Bild 12* zeigt die Vertikalverschiebungen der Säulengruppe aus insgesamt 25 Säulen, die unter Ausnutzung der Symmetrie als Achtelausschnitt modelliert wurden. Zusätzlich sind die Vertikalspannungen in den Säulen dargestellt. Es wird deutlich, dass die Säulen in Abhängigkeit von ihrer Position innerhalb der Gruppe unterschiedlich stark beansprucht werden. Den gemessenen Verschiebungen von ca. 2,8 cm stehen errechnete Setzungen von 4,7 cm bei einer rechnerischen Fundamentbelastung von 301 kN/m² gegenüber. Eine Berechnung nach Priebe für dieselbe Belastung führt zu Setzungen von 3,9 cm. Es ist davon auszugehen, dass die tatsächliche Stützenlast weit unter den aus der Hochbaustatik ermittelten Maximallasten liegt, in die neben zusätzlichen Lasten beispielsweise aus Schneelast auch die Beanspruchungen infolge der Aussteifung gegen Horizontallasten beispielsweise aus Wind eingehen.

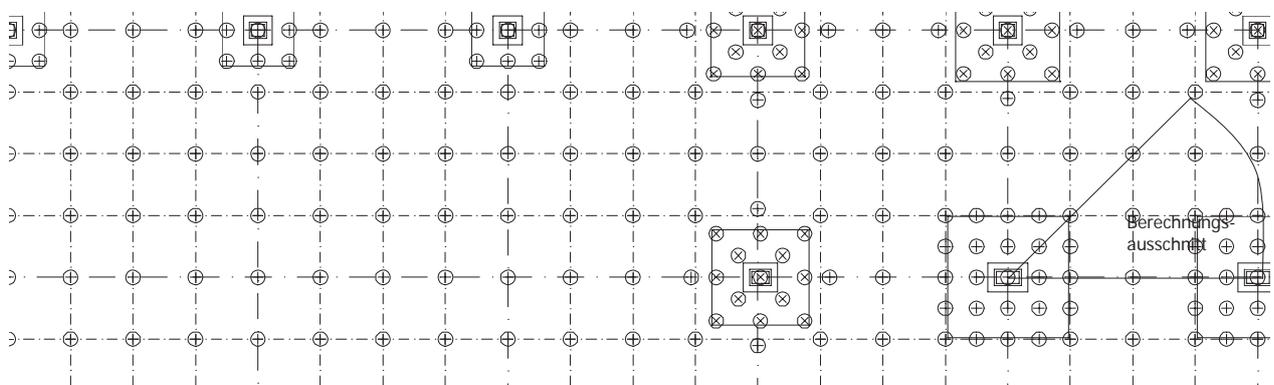


Bild 12: Vertikalverschiebungen und Vertikalspannungen der Säulengruppe des Stützenfundamentes L4.

7 Zusammenfassung

Aufgrund einer umfangreichen zusätzlichen Erkundung und eines progressiven Entwurfs unter Berücksichtigung neuester Erkenntnisse über den Lastabtrag von schwimmend angeordneten Rüttelstopfsäulen konnte eine wirtschaftliche Gründung für eine relativ große Hallenkonstruktion bei bauwerksverträglichen Verschiebungen realisiert werden. Dabei wurde besonderes Augenmerk auf die Gruppenwirkung von Rüttelstopfsäulen bei der Unterstützung von Fundamenten für konzentrierte Lasten aus Einzelstützen gelegt, indem sowohl Probelastungen als auch numerische Vergleichsberechnungen zur Absicherung der analytischen Ansätze genutzt wurden.

Neben den Probelastungen und den numerischen Berechnungen waren insbesondere eine umfassende geotechnische Erkundung und die messtechnische Überwachung im Sinne der Beobachtungsmethode Voraussetzungen für eine erfolgreiche Durchführung der Gründungsoptimierung.

Mit insgesamt etwa 5600 Rüttelstopfsäulen mit Längen von 6 m bzw. 5 m konnte die Halle mit einer ca. 33.000 m² großen Grundfläche sicher in dem weichen Geschiebemergel gegründet werden. Die baubegleitenden Verformungsmessungen zeigten, dass die maximalen Setzungen von 3,6 cm bei einer mittleren Setzungsdifferenz zweier benachbarter Stützen von 1 cm oder $\delta/l = 0,8 \text{ ‰}$ für das Bauwerk ohne weiteres verträglich waren. Der Einsatz der Rüttelstopfsäulen konnte also einerseits die Verformungen in ausreichendem Maße reduzieren und sorgte andererseits für eine Vergleichmäßigung der Setzungen trotz der sehr unterschiedlichen Mächtigkeit des weichen Geschiebemergels.

8 Literatur

- Kirsch, F. (2004). Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen. Diss. TU Braunschweig. Mitt. Inst. f. Grundbau und Bodenmechanik Heft 75.
- Kirsch, F., Stahlmann, J. und Wehr, W. (2004). "Berechnung von Baugrundverbesserungen nach dem Rüttelstopfverfahren". Vorträge der Baugrundtagung 2004 in Leipzig. Hrsg.: DGGT. VGE. ISBN 3-7739-5980-X. S. 149-156.
- Priebe, H.J. (2003). "Zur Bemessung von Rüttelstopfverdichtungen – Anwendung des Verfahrens bei extrem weichen Böden, bei schwimmenden Gründungen und beim Nachweis der Sicherheit gegen Gelände- oder Böschungsbruch". Bautechnik 80. 380-384.

Boden, Wasser und Zement im Untergrund verrührt - das MIP-Verfahren

Dr.-Ing. W. Schwarz
Bauer Spezialtiefbau, Schrobenhausen

Zur Drucklegung lag leider kein Beitrag vor.

Nähere Informationen zum Verfahren beim Autor direkt erhältlich.

Abdichtungsinjektionen mit thermoplastischen Schmelzen

Dr.-Ing. Klaus Weber
Züblin Spezialtiefbau GmbH, Stuttgart

Dipl.-Ing. Stefan Irgartinger
Technische Universität München, Zentrum Geotechnik

1 Einführung

Im Spezialtief- und Tunnelbau kommt es bei der Herstellung wasserdichter Umschließungswände oder Tunnelschalen vereinzelt zu Schadensfällen, in deren Folge große Mengen Grundwasser, teilweise mit erodiertem Boden, in die Bauwerke eintritt.

Die Abdichtung derartiger Leckagen gegen strömendes Wasser ist schwierig. Herkömmliche Injektionsmittel auf Zementbasis werden wegen der vergleichsweise langen Abbindezeit ausgespült und sind daher selten einsetzbar. Injektionen mit Polyurethanen oder Harzen sind hinsichtlich der Umweltverträglichkeit und der raschen Erhärtung als bedenklich einzustufen und sind als mehrkomponentige Injektionsmittel sehr schwierig einzusetzen. In der Praxis werden vereinzelt Zweikomponenten-Systeme aus Chlorcalcium und Wasserglas (Joosten - Verfahren) oder Zementsuspension und Wasserglas verwendet, wodurch eine schnelle Erhärtung erreicht werden kann. Die Komponenten werden nacheinander injiziert und vermischen sich im Boden. Der Erfolg dieser Maßnahmen hängt immer in hohem Maße von der Erfahrung der Injektoren ab. Zudem ist auch bei diesem Vorgehen die Umweltverträglichkeit der eingesetzten Materialien umstritten und das getrennte Injizieren der zwei Komponenten stellt hohe Anforderungen an die Injektionstechnik dar.

Das neuartige Injektionsverfahren auf Basis einer heißen Thermoplastschmelze wird derzeit bevorzugt bei Schadensfällen als Abdichtungsinjektion gegen strömendes Wasser eingesetzt.

Hierbei wird die heiße Schmelze eines Thermoplastes im flüssigen Zustand in den Boden injiziert. Die Schmelze kühlt im Porenraum des Bodens beziehungsweise in der Gesteinskluft schnell ab und erstarrt dabei. Vorhandenes und strömendes Wasser beschleunigt dann Abtransport der Wärmeenergie. Die Erhärtung des Kunststoffes ist immer garantiert, weil sie ausschließlich durch den physikalischen Vorgang der Wärmeabgabe in den umgebenden Boden erfolgt. Es finden keine chemischen Reaktionen im Boden und im Grundwasser statt. Durch die Variation von Verpresstemperatur, Injektionsdruck und Injektionsrate kann der Injektionsvorgang gesteuert werden.

Der Anwendungsbereich der neuen Injektionstechnik ist vielfältig:

- Abdichtungsinjektionen gegen stark strömendes Wasser z.B. im Bereich von Bauwerksfugen, Verbauwänden oder Dichtungssohlen
- Abdichtungsinjektionen gegen strömendes Wasser z.B. bei Deichsanierungen oder im Tunnelbau
- Verfestigungs- und / oder Abdichtungsinjektionen im Bereich schützenswerter Wasser (Mineralwasser und dgl.)

Die gezielte Injektion einer heißen Schmelze ist eine Neuentwicklung in der Injektionstechnik. Aus dem vorhandenen Erfahrungsschatz müssen eine spezifische Injektionsstrategie und angepasste Injektionstechnologie abgeleitet werden.

2 Injektionstechnologie

2.1 Anlagentechnik

Die Anlagentechnik für Thermoplastinjektionen ist vergleichsweise einfach, da das Injektionsmaterial einphasig ist und somit keine Mischvorgänge notwendig sind.

Die Injektionsanlage hat kleine Abmessungen und kann flexibel auch in Stollen und Kontrollgängen eingesetzt werden.

Zur Verflüssigung wird das Thermoplastgranulat unter Druck auf Heizplatten gepresst und dabei geschmolzen. Die Schmelzleistung liegt derzeit bei etwa 2,0 l/min je Schmelzeinheit. Anschließend läuft die Schmelze in einen Vorratstank, in dem sie auf die endgültige Verarbeitungstemperatur eingestellt wird.

Die Schmelze wird über eine beheizte Kreiselpumpe (maximaler Förderdruck bis ca. 100 bar) in die ebenfalls beheizten Injektionsschläuche gefördert. Somit wird gewährleistet, dass die Schmelze bis zu ihrem Austritt am Injektionspunkt mit optimaler Verarbeitungstemperatur verarbeitet und gefördert wird.

Bei verschiedenen erfolgreichen Einsätzen bei Abdichtungsinjektionen wie auch bei wissenschaftlichen Versuchen hat sich die Injektionsanlage als praxistauglich erwiesen. Die geplanten Weiterentwicklungen sind im Wesentlichen auf die folgenden Aspekte ausgerichtet:

- Entwicklung beheizter und thermisch isolierter Injektionslanzen, damit die Schmelze mit optimalen Viskositätseigenschaften in den Baugrund eindringt und der Wärmeabgabeprozess erst hier beginnt.
- Integration einer beheizten Düse, wodurch die Fließgeschwindigkeit der Schmelze erhöht werden kann und die Scherraten beeinflusst werden können.
- Modifikation der Schmelzeinheit auf Basis eines Extruders, um bei geringerem Energieaufwand höhere Schmelz- und Pumpleistungen erzielen zu können.
- Entwicklung von hitzebeständigen Packersystemen

2.2 Injektionsmaterial

Als Injektionsmaterial werden einphasige Kunststoffe verwendet, wodurch ein aufwändiger und teilweise schwieriger Mischvorgang auf der Baustelle entfällt. Ein Entmischen der Schmelze ist bei einphasigem Injektionsmittel nicht möglich.

Die verschiedenen in der Kunststoffindustrie gebräuchlichen Thermoplaste (z.B. Polyamid, Polyolefin, Polypropylen) unterscheiden sich auf molekularer Ebene durch den chemischen Aufbau, die Länge und die Verzweigung der einzelnen Polymerketten. Hiervon werden die mechanischen Eigenschaften der einzelnen Werkstoffe maßgeblich beeinflusst.

Derzeit wird als Injektionsmaterial ein handelsüblicher Schmelzklebstoff auf Polyamid-Basis verwendet, der sich durch hohe Adhäsionswirkung und Zugfestigkeit auszeichnet.

Die Fließvorgänge der Schmelze im Boden werden maßgeblich durch die Viskositätseigenschaften beeinflusst. Das rheologische Verhalten von Kunststoffschmelzen ist äußerst komplex, da sich in der Regel die folgenden Einflüsse überlagern:

- Bei fallender Temperatur steigt die Viskosität der Schmelze an.
- Die Viskosität ist abhängig von der Fließgeschwindigkeit und damit vom Geschwindigkeitsgefälle der Schmelze innerhalb eines Fließquerschnitts.
- Unter Druck fällt die Viskosität.

Die Druckabhängigkeit der Viskosität kann für die meisten Fälle der Baupraxis vernachlässigt werden, da eine maßgebliche Viskositätsänderung in der Regel erst ab Druckbereichen über 100 bar zu verzeichnen ist (vgl. Menges et al., 2002).

Der Einfluss der Fließgeschwindigkeit ist auf die strukturviskosen Eigenschaften zurückzuführen: Bei sehr hohen Fließgeschwindigkeiten gleiten die einzelnen Polymerketten zusätzlich zur Fließbewegung aneinander ab, so dass die Viskosität sinkt. In Bild 1 ist dieser Einfluss im doppeltlogarithmischen Maßstab schematisch dargestellt: Im Bereich geringer Scherraten ist die Viskosität konstant, man spricht vom Newton'schen Bereich. Im strukturviskosen Bereich fällt die Viskosität bei steigender Scherung markant ab.

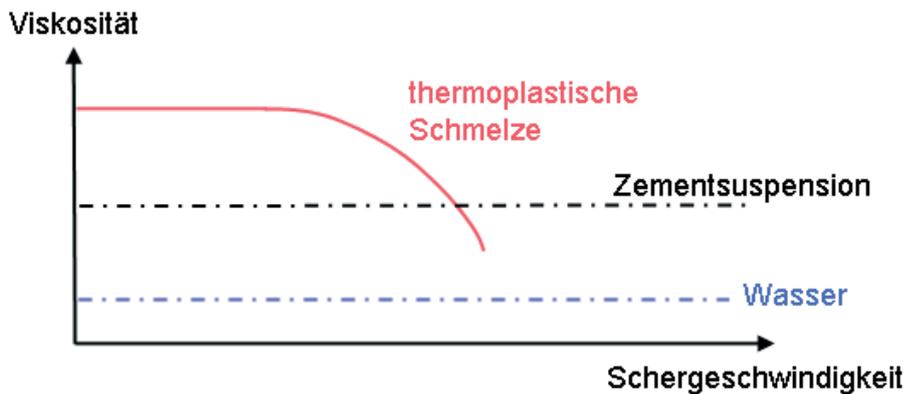


Bild 1: Einfluss der Strukturviskosität im doppeltlogarithmischen Maßstab

Mathematisch lässt sich dieser Einfluss nach dem Ansatz von Carreau (vgl. Schwarzl, 1990) beschreiben:

$$\eta(\dot{\gamma}) = \frac{\eta_0}{(1 + B \cdot \dot{\gamma})^n}$$

Hierin bedeuten:

η_0	Newton'sche Viskosität	[Pa · s]
B	Kehrwert der Schergeschwindigkeit am Übergang von Newton'schem zu strukturviskosem Bereich	[s]
n	Steigung der Viskositätskurve	[-]
$\dot{\gamma}$	Schergeschwindigkeit $\dot{\gamma} = \frac{dv}{dr}$	[1 / s]

Bei fallender Temperatur der Schmelze nimmt die molekulare Wechselwirkung der einzelnen Polymerketten untereinander zu, so dass die Viskosität der Schmelze steigt. Ist die Erstarrungstemperatur erreicht, so ist der Thermoplast nicht mehr fließfähig.

Als Erstarrungs- oder Einfrierbereich wird die Temperaturspanne bezeichnet, in der der Thermoplast bei Abkühlung vom zähflüssigen (entropie-elastischen) in den festen (energie-elastischen) Bereich übergeht. Dies ist durch einen Anstieg des Schubmoduls je nach molekularem Aufbau um den Faktor 10 bis 1000 gekennzeichnet. Der Übergangsbereich kann sich auf einer Spanne von 10 K bis 40 K erstrecken, oft wird jedoch nur eine feste Erstarrungstemperatur angegeben.

Für Thermoplaste kann die Temperatur-Abhängigkeit nach dem Zeit-Temperatur-Verschiebungsprinzip nach *Williams, Landel und Ferry* (WLF-Gleichung) beschrieben werden (Menges et al., 2002). Der Zeit-Temperatur-Verschiebungsfaktor ist:

$$\ln a_T = -\frac{C_1 \cdot (T - T_S)}{C_2 + T - T_S}$$

Damit ergibt sich die Viskositätsfunktion zu

$$\eta(T) = \eta_S \cdot a_T$$

Hierin sind C_1 und C_2 materialabhängige Konstanten. T_S ist die Bezugstemperatur, die in der Regel 50 K über der Erweichungstemperatur liegen sollte; η_S die zugehörige Newton'sche Viskosität.

In **Bild 2** ist die Temperaturabhängigkeit der Viskosität für zwei Thermoplast-Materialien auf Polyamid-Basis dargestellt.

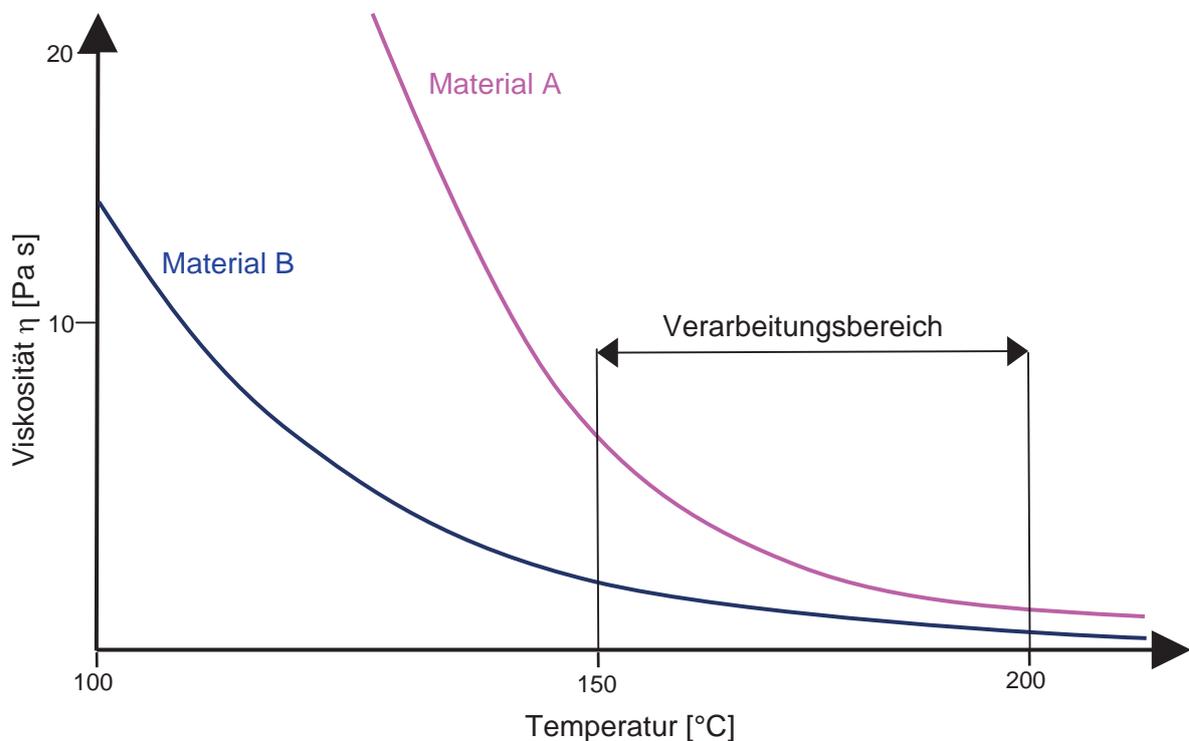


Bild 2: Temperaturabhängigkeit der Viskosität

Werden die Einflüsse der Temperatur und der Scherrate auf die Viskosität gekoppelt dargestellt, so ergibt sich für jeden Thermoplast eine Viskositätsfläche. Eine dreidimensionale Visualisierung dieser Fläche zeigt **Bild 3**, wobei die Achsen jeweils im linearen Maßstab dargestellt sind.

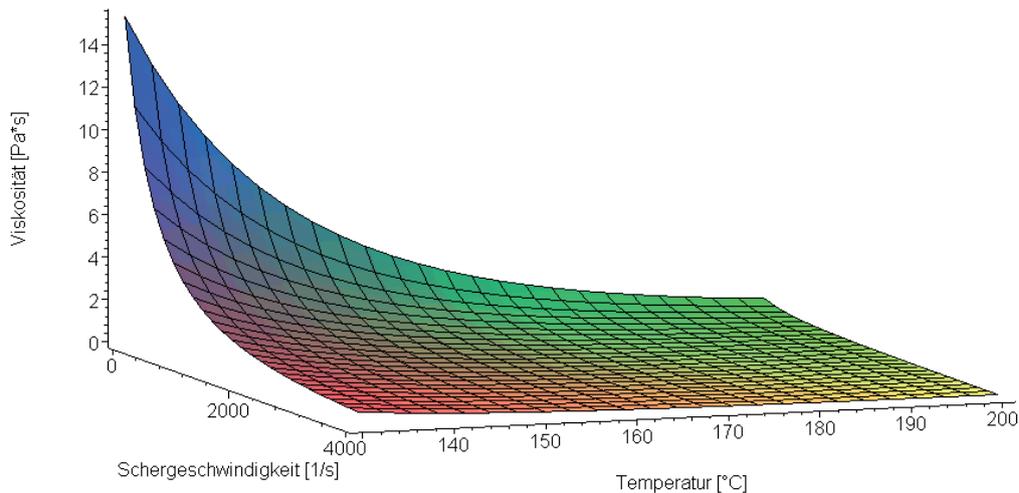


Bild 3: Viskositätsfläche im dreidimensionalen Raum

Die Steuerung der Viskosität kann demnach über eine Anpassung der Verarbeitungstemperatur und der Verpressrate erzielt werden. Diese physikalisch-chemischen Zusammenhänge werden in der Injektionstechnik zielgerichtet genutzt und berücksichtigt.

Bei der Weiterentwicklung des Verfahrens werden unterschiedliche Thermoplaste untersucht. Ziel ist es, für unterschiedliche Anwendungsfälle verschiedene Materialien gezielt einzusetzen. So ist beispielsweise für eine Abdichtungsinjektion im kritischen Schadensfalle ein leistungsfähiger, schnell erstarrender Kunststoff vorteilhaft. Sollen hingegen Dichtungsschürzen oder ähnliches erstellt werden, so ist eine geringe Fließviskosität über einen weiten Temperaturbereich von Vorteil.

Die Erhärtung des Injektionsmaterials basiert ausschließlich auf einer physikalischen Wärmeabgabe, so dass im Boden keine chemischen Prozesse ablaufen, die die Grundwasser- / Bodenqualität negativ beeinflussen können. Da die Thermoplaste ohne Zugabe von Weichmachern o. ä. verwendet werden, ist keine Migration von Schadstoffen aus dem Thermoplast in die Umgebung möglich.

3 Injektionsstrategie

Die Wechselwirkung zwischen Injektionstemperatur, Injektionsrate und Verpressmenge auf den Injektionsvorgang sind derzeit nicht geklärt. Über Reihenversuche an idealisierten Kluftkörpern sollen einige Abhängigkeiten systematisch untersucht werden. Gegenstand der Forschungsarbeiten ist u. a. die Entwicklung einer spezifischen Injektionsstrategie, mit der Thermoplastinjektionen zielgerichtet gesteuert werden können.

Eine mögliche Injektionsstrategie könnte beispielsweise auf dem GIN - Prinzip nach Lombardi (2003) basieren: Hinter dem Prinzip der GROUTING INTENSITY NUMBER verbirgt sich eine kontinuierliche Betrachtung der injizierten Energie während des Injektionsvorgangs, um schädliche Verformungen des Untergrundes zu vermeiden.

Die Injektionsenergie ist definiert zu:

$$\text{GIN} = p \cdot V = \text{injizierte Energie}$$

Zu Beginn einer Injektion kann hoher Druck nicht zu merklichen Baugrundverformungen führen, da zu wenig Injektionsmaterial im Boden eingedrungen ist, um Spannungen auf ein größeres Bodenvolumen zu übertragen. Ebenso sind unter niedrigem Druck eingebrachte größere Mengen als unkritisch zu bewerten. Baugrundverformungen können erst entstehen,

wenn das Produkt aus Volumen und Druck, also die „injizierte Energie“, ein bestimmtes Maß überschreiten.

Bei Verwendung des GIN - Prinzips (siehe Bild 4) werden während der Injektion der herrschende Druck und das injizierte Gesamtvolumen betrachtet. Als Abbruchkriterium gilt neben einem Maximaldruck und einem pro Lanze zu injizierenden maximalen Volumen eine maximale Injektionsenergie. Im Injektionsdiagramm stellt sich die Definition einer maximalen Energie als Hyperbel dar, weil das Produkt aus Druck und Menge konstant sein muss: Bei geringen injizierten Mengen kann hoher Druck herrschen; sind gegen Ende der Injektion größere Mengen verpresst, so muss das Druckniveau sinken. Die Injektion wird abgebrochen, wenn der Injektionspfad die vorab definierte Injektionsenergie – sprich die Grouting Intensity Number – erreicht hat.

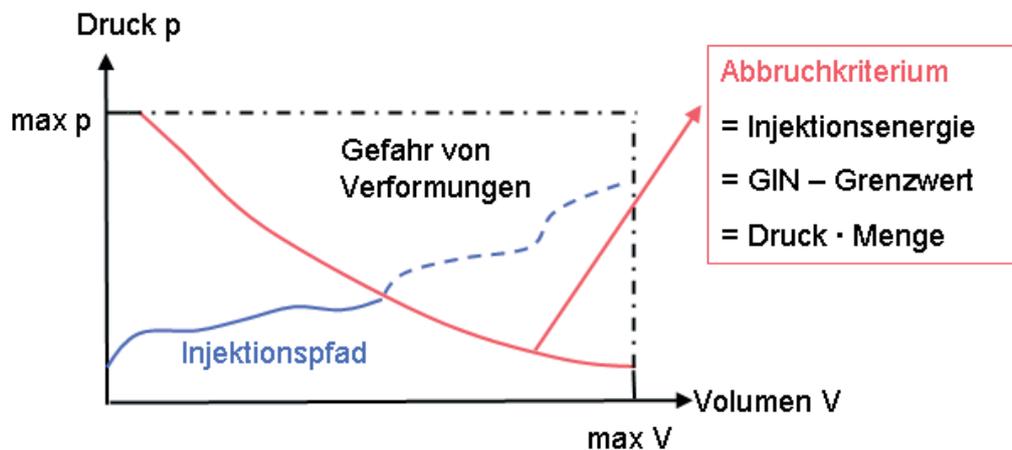


Bild 4: GIN Prinzip nach Lombardi (2003)

Für die Weiterentwicklung des Injektionsverfahrens sollen die grundlegenden Abhängigkeiten zwischen den Injektionsparametern und der eingebrachten Energie untersucht werden. Es sollen Kriterien entwickelt werden, anhand derer eventuell für spezielle Anwendungen GIN – Grenzwerte abgeleitet werden können.

Des Weiteren muss untersucht werden, inwieweit eine Nachverpressung bereits injizierter Bereiche durch vorhandene Injektionslanzen möglich ist.

4 Anwendungsbeispiele

Im Folgenden wird an Hand von zwei Praxisbeispielen die Leistungsfähigkeit und das Potential der Thermoplastinjektion aufgezeigt. Ein drittes Beispiel beschreibt Injektionsversuche zum Ausbreitungsverhalten der Schmelze.

4.1 Abdichtungsinjektion Flughafen München

Im Sommer 2002 wurden im Zuge der Erweiterung des Münchner Flughafens mehrere große Baugruben erstellt.

In einer Baugrube im Münchner Quartärkies mit etwa 5 m anstehendem Grundwasser war eine neu eingebrachte Spundwand orthogonal an eine bestehende Spundwand anzuschließen. Der Anschluss wurde mit einer Düsenstrahlsäule hergestellt. Die horizontale Abdichtung der Baugrube erfolgte durch eine Unterwasserbetonsohle. Im Zuge des Aushubs wurde eine Schadstelle im Übergang zwischen Unterwasserbetonsohle, Düsenstrahlkörper und Spundwand festgestellt, über die ca. 12 l/s Grundwasser in die Baugrube eintrat.

Erste „handwerkliche“ Abdichtungsversuche mit schnell abbindendem Zement und Dränageschläuchen schlugen ebenso fehl wie im Anschluss hieran ausgeführte Injektionen mit Zementsuspension und Polyurethan-Schaum.

In der Folge wurde die Thermoplastinjektion eingesetzt. Die Schmelze wurde über Ramm-
lanzen, die im unmittelbaren Bereich des Wasserzutritts gesetzt wurden, in den Untergrund injiziert. Bereits nach kurzer Injektionszeit trat das Injektionsmaterial aus den Dränageschläuchen aus und konnte diese abdichten. Bald darauf trat die Schmelze auch aus den Poren des umgebenden Kiesel aus (siehe Bild 5).



Bild 5: Poreinjektion im Grobkies

Durch die Thermoplastinjektion konnte die Schadstelle binnen weniger Stunden zuverlässig abgedichtet und der Wasserzutritt gestoppt werden.

4.2 Abdichtungsinjektion U-Bahn München

Im Zuge des U-Bahn Neubaus in München wurde ein ca. 1,0 km langer Tunnelabschnitt bergmännisch unter Druckluft aufgeföhren. Der Baugrundaufbau im Tunnelbereich besteht aus quartären Kiesen und Sanden, die von tertiären Tonmergeln unterlagert werden. In den Tonmergeln sind Feinsandlinsen und – Zwischenschichten eingelagert, die hydraulisch mit dem Grundwasser im Quartär in Verbindung stehen.

Zur Reduzierung der Druckluftverluste durch die Ortsbrust und die Tunnelschale wurde im Vorfeld eine Deckelinjektion in den Quartärschichten ausgeführt. Nach Einföhren der Ortsbrust in ein Dichtschott wurde die Druckluft abgelassen und die Spritzbetonschale für den Innenausbau profiliert. An zwei Stellen traten aufgrund des anstehenden Wasserdrucks von ca. 2 bar Risse in der Außenschale auf und es kam zu einem Wasserzutritt von rund 20 l/s.

Der Wassereintrag wurde durch Abschlauungen und Drainageleitungen gefasst. Zur dauerhaften Abdichtung entschied man sich, die Schadstellen mit heißer Thermoplastschmelze zu injizieren.

Die Injektion erfolgte zum Großteil drucklos, da die Spritzbetonschale zusätzlich nur gering beansprucht werden konnte.

Da die Dichte der Thermoplastschmelze etwas geringer ist als die Dichte von Wasser, ist von einem Auftriebsverhalten der flüssigen Schmelze auszugehen. Im Bereich der beiden Schadstellen wurden deshalb jeweils unterhalb der Risse in der Spritzbetonschale mehrere Injektionslanzen gesetzt und beschickt (siehe Bild 6).

Bereits nach kurzer Zeit stellte sich eine merkliche Reduzierung der anfallenden Wassermengen ein. Im Folgenden trat die Schmelze bevorzugt aus den Drainageleitungen und aus dem Ringraum der Injektionsbohrungen aus.



Bild 6: Lanzenanordnung und Austritt der Schmelze

Nachdem die Schmelze erhärtet war, wurden weitere Injektionsbohrungen im unmittelbaren Bereich der Risse gesetzt. Hierbei wurde mehrfach erhärtetes Injektionsmaterial aufgebohrt. Bei der nachfolgenden Injektion konnten jeweils nur noch geringe Mengen injiziert werden. Eine Erhöhung des Injektionsdruckes war aufgrund der spezifischen Situation nicht möglich. Mit diesem Vorgehen konnten die verbleibenden Wasser führende Bereiche weitgehend abgedichtet werden.

So wurde innerhalb von einem Arbeitstag der Wasserzutritt in den Tunnel auf rund 0,5 l/s reduziert. Diese Restwassermenge war für den weiteren Bauablauf beherrschbar.

4.3 Injektionsversuche zur Untersuchung des Ausbreitungsverhaltens

Im Rahmen einer Baumaßnahme im Raum Frankfurt wurden im Dezember 2004 in situ – Versuche an einer mit Spritzbeton gesicherten Böschung durchgeführt.

Der Untergrund besteht aus sandigen, schluffigen Kiesen, teilweise mit Steinen, die in mitteldichter bis dichter Lagerung anzutreffen sind. Im Böschungsbereich steht kein Grundwasser an.

Ziel der Injektionsversuche war es, den Einfluss der Injektionsparameter

- Verarbeitungstemperatur
- Injektionsrate
- Injektionsmenge

auf die Ausbreitung der Schmelze zu untersuchen.

Ausgehend von einer Serie von Basisversuchen mit identischen Injektionsparametern, wurde im Folgenden jeweils ein Parameter modifiziert. So konnten insgesamt zehn Injektionsversuche ausgeführt werden.

Während der Injektion wurde das Temperaturfeld im Boden gemessen. Hierfür waren im Abstand von 0,25 m bis 1,0 m um die Injektionslanze herum Thermoelementfühler in den Baugrund eingebracht worden.

Die Aufzeichnung des Injektionsdrucks erfolgte durch die integrierte Prozesssteuerung an der Injektionsanlage.

Drei Wochen nach der Durchführung der Injektionsversuche wurden die Probekörper im Zuge des Baufortschritts freigelegt.

Eine direkte Abhängigkeit zwischen Injektionsparameter und Ausbreitungsverhalten der Schmelze konnte nicht zuverlässig abgeleitet werden. Dies hatte folgende Gründe:

- Während des Aushubs erwies sich der Baugrund als äußerst heterogen. So wurde in einer Tiefe von ca. 4,0 m unter Gelände eine auf wenige Quadratmeter begrenzte Tonschicht angetroffen. In anderen Bereichen waren Reste von Bohrsuspension zu finden. Die Injektion der Thermoplastschmelze erfolgte demnach trotz der engen räumlichen Begrenzung jeweils in unterschiedlichen Boden.
- In mehreren Fällen wurde festgestellt, dass durch die Injektion die Fuge zwischen anstehendem Boden und Spritzbetonschale verpresst wurde.
- Die beim Versuch eingesetzten Injektionslanzen waren thermisch nicht isoliert, so dass sich längs der heißen Stahllanze ein bevorzugter Strömungsweg der Schmelze ausbilden konnte.

Trotz dieser Einschränkungen konnte durch die Versuche das Grundverständnis über die Vorgänge während einer Thermoplastinjektion maßgeblich erweitert werden.

In Bereichen, in denen die Injektion in den anstehenden Boden stattfand, konnten Erkenntnisse über die Ausbreitung der Schmelze gewonnen werden.

In weiten Bereichen wurden hauptsächlich vertikale Lamellen im Boden aufgefunden (siehe [Bild 7](#)). Es kann davon ausgegangen werden, dass es in diesen Bereichen zu einer Verdrängungsinjektion kam: Durch den anstehenden Injektionsdruck wurde der Boden horizontal verdrängt, so dass sich flächige Injektionskörper ausbilden konnten.

Es wurden aber auch Bereiche angetroffen, in denen eine Poreninjektion erfolgte. In [Bild 8](#) ist ein Penetrationskörper dargestellt.



Bild 7: Verdrängungsinjektion



Bild 8: Poreninjektion

In Bereichen mit anstehendem Ton oder alter Bohrsuspension konnte die Verpressung von Feinstrissen mit Öffnungsweiten um 1,0 mm festgestellt werden, siehe Bild 9. In diesen Fällen war jedoch unklar, ob die Risse lediglich verfüllt wurden, oder ob sie im Zuge der Injektion aufgesprengt worden sind (hydraulische Rissbildung).



Bild 9: Verpressung von Feinstrissen

Die Auswertung der Druckaufzeichnung während der Injektion zeigt, dass bei den meisten Injektionsversuchen in den ersten drei bis fünf Minuten der Verpressung ein hoher Anfangsdruck wirkte, der sich rasch auf ein im Folgenden konstantes oder leicht abfallendes Druckniveau abbaute. Aus dieser Beobachtung kann geschlossen werden, dass eine Tendenz zum Aufreißen von Rissen und anschließendem Verfüllen gegeben ist.

Dies wird durch ein Strömungsmodell untermauert, das anhand der Temperaturmessungen und der vorgefundenen Injektionskörper abgeleitet worden ist, siehe Bild 10:

Füllt die heiße Schmelze einen Porenkanal auf, so kann die Temperaturverteilung im Querschnitt anfangs als konstant angesehen werden. In den Randbereichen wird Wärme an den anstehenden Boden abgegeben, so dass sich die Schmelze hier abkühlt, während im Inneren des Porenkanals noch hohe Temperaturen anzutreffen sind. Durch die Abkühlung am Rand steigt die Viskosität hier lokal an, die Schmelze kann sich in diesen Bereichen schlechter in den Porenraum ausbreiten.

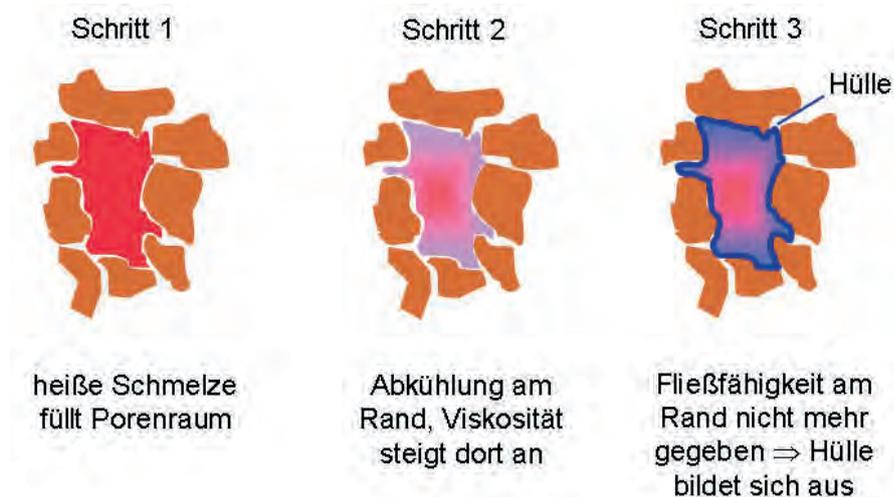


Bild 10: Strömungsmodell – Phasen der Abkühlung im Strömungskanal

Bei weiterer Abkühlung am Rand ist die Fließfähigkeit der Schmelze nicht mehr gegeben, da die Viskosität zu stark angestiegen ist. Somit bildet sich die Schmelze ihre eigene Hülle, in deren Inneren das Injektionsmaterial weiterhin fließen kann.

Unter entsprechenden Randbedingungen ist es vorstellbar, dass die Schmelze in den Randbereichen eines Strömungskanals und an der Strömungsfront die Fließfähigkeit auf

Grund erhöhter Viskosität verloren hat. Im Inneren des Strömungskanals ist das Injektionsmaterial weiterhin fließfähig. Wird nun zusätzliche Schmelze gefördert, so kann diese nicht mehr in den anstehenden Porenraum eindringen; es kommt folglich zu einem Druckanstieg innerhalb des Strömungskanals, durch den es in Abhängigkeit der Spannungsverhältnisse im Boden zu Baugrundverformungen kommen kann.

Anhand dieser Überlegungen wird deutlich, dass eine differenzierte Untersuchung der Strömungs- und Wärmetransportvorgänge notwendig ist, um eine spezifische Injektionsstrategie für die Thermoplastinjektion zu entwickeln.

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird ein neuartiges Injektionsverfahren auf Basis heiß zu injizierender Thermoplastschmelzen vorgestellt. Das wirtschaftlich-technische Potential des Verfahrens liegt bei Abdichtungs- und Verfestigungsinjektionen in Bereichen stark strömenden oder schützenswertem Grundwassers.

Zur Injektion wird ein einphasiger Kunststoff verwendet, der über Heizplatte aufgeschmolzen und anschließend über beheizte Pumpen und Schläuche gefördert wird. Es sind keine Mischvorgänge notwendig.

Die heiß injizierte Thermoplastschmelze erkaltet im Baugrund, wobei keine chemischen Reaktionen im Boden stattfinden.

Für die Verarbeitung der Kunststoffschmelze im Untergrund sind die Einflüsse der Temperatur und der Fließgeschwindigkeit auf die Viskosität der Schmelze maßgeblich. Dies stellt für die Injektionstechnologie einen vollkommen neuartigen Ansatz dar, da bisher Strömungs- und Wärmetransportvorgänge nicht miteinander gekoppelt betrachtet wurden.

Zwei Praxisbeispiele verdeutlichen das hohe technische Potential des Injektionsverfahrens. Anhand von Injektionsversuchen wurde ein erstes Strömungsmodell abgeleitet, welches die grundlegenden Aspekte der Ausbreitung der Schmelze im Boden erklärt.

Forschungs- und Entwicklungsbedarf besteht vor allem hinsichtlich einer anwendungsspezifischen Injektionsstrategie.

Durch Thermoplastinjektionen können Abdichtungsmaßnahmen sicher und effizient durchgeführt werden, die früher nur unter erhöhtem technischen Aufwand und Risiko möglichen waren. Das Verfahren stellt eine weit reichende Innovation in der Spezialtiefbautechnik dar, da Erfahrungen aus der Injektionspraxis und der Kunststoffverarbeitung Impuls gebend miteinander kombiniert werden.

6 Literatur

- | | |
|----------------------|--|
| Lombardi (1993) | Lombardi, G. / Deere, D.: Grouting design and control using the GIN principle; in: Water Power & Dam Construction, 1993 |
| Lombardi (2003) | Lombardi, G.: Grouting of Rock Masses; in: Grouting and Ground Treatment - Proceedings of the Third International Conference. Reston, Virginia, USA: American Society of Civil Engineers, 2003 |
| Menges et al. (2002) | Menges, G. / Haberstroh, E. / Michaeli, W. / Schmachtenberg, E.: Werkstoffkunde Kunststoffe. München: Hanser Verlag, 2002 (5. Aufl.) |
| Schwarzl (1990) | Schwarzl, F.: Polymermechanik. Berlin: Springer-Verlag, 1990 |

FMI: Verfestigungskörper im Untergrund

W. Ast
Hochschule Biberach, Biberach University of Applied Sciences

J. Polloczek
Sidla & Schönberger, Spezialtiefbau GmbH, Schöllnach

M. Schad
Hochschule Biberach, Biberach University of Applied Sciences

J. Wagner
Sidla & Schönberger, Spezialtiefbau GmbH, Schöllnach

1 Übersicht

Zur Herstellung von Dichtwänden in Flußdeichen und zur Ertüchtigung von Eisenbahnstrecken und Straßen bei ungünstigen Unterbau-/Untergrund-Verhältnissen wurde bei zahlreichen Projekten zur Herstellung von Erdbetonkörpern ein spezielles Ortsmischverfahren eingesetzt. Im Folgenden wird über die Technologie, ausgewählte Projekte, die Beanspruchung der Erdbetonkörper, die Ausführung von Eignungsprüfungen und über ausgewählte Eigenschaften von Boden-Bindemittel-Gemischen, hergestellt mit dem Fräs-Misch-Injektions-Verfahren der Sidla & Schönberger, Spezialtiefbau GmbH, Schöllnach, berichtet.

2 Das Bauverfahren „FMI“

Beim Fräs-, Misch-, Injektionsverfahren, kurz FMI-Verfahren, wird der Baugrund, Unterbau oder Untergrund auf der Baustelle in gefrästen Schlitzen mit einer Suspension aus hydraulischen Bindemitteln so intensiv vermischt, das ein homogener, wasserbeständiger Erdbeton-Körper entsteht. Durch entsprechende Dosierung des Bindemittels kann auch eine frostbeständige Verfestigung erzielt werden. In Anlehnung an die Technologie der Bodenverfestigung kann das Bauverfahren als Ortsmischverfahren bezeichnet werden.

Bild 1 zeigt die auf einem Raupenfahrwerk montierte Bodenfräse mit dem Fräsbaum. Durch am Fräsbaum angebrachte Injektionsdüsen wird die Suspension in den durch Fräsmesser gelösten und zerkleinerte Boden mit geringem Druck eingespritzt und im weiteren mit dem Boden mechanisch intensiv zu einem „Erdbeton“ aufbereitet. Bild 2 zeigt das frisch hergestellte Boden-Bindemittel-Gemisch von flüssiger Konsistenz mit selbstverdichtenden Eigenschaften.



Bild 1: FMI - Maschine



Bild 2: Vollständige Vermischung des Bodens mit Zementsuspension

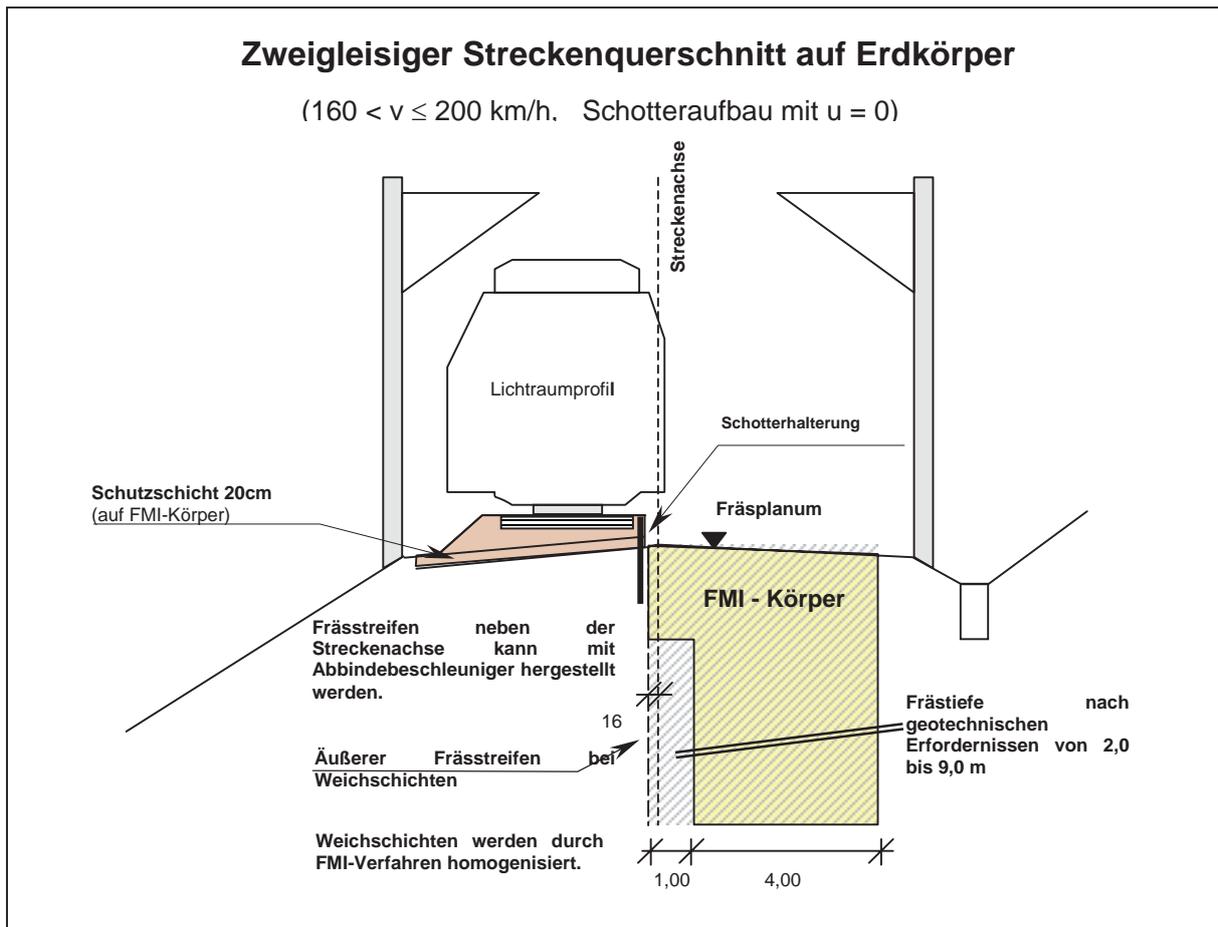
Die Bindemittel-Suspension wird auf der Baustelle in einer Mischanlage aufbereitet und über Schlauchleitungen zur Fräse gepumpt (Bild 3). Die Länge der Schlauchleitungen kann bis zu 1500 Metern betragen, sodass Linienbaustellen von bis zu 3 km Länge beschickt werden können. Bei längeren Baustellen ist ein kurzfristiges Umsetzen der Anlage möglich.



Bild 3: Mischzentrale zur Herstellung der Suspension mit Pumpstation

Die Schlitzte können durch Einsatz verschiedener Fräsbäume in Breiten von 0,5 Metern bis 1,0 Metern bei einer Wirkungstiefe von mindestens 2 Metern bis höchstens 9 Metern hergestellt werden. Dabei wird der Schlitz – auch unter Grundwasser – durch den Flüssigkeitsdruck des Erdbetons stabilisiert. Der relativ hohe Bindegehalt von 10 bis 15 Masse-Prozent bezogen auf die Trockendichte des anstehenden Bodens verhindert, ggf. zusammen mit Abbindebeschleunigern, eine Entmischung des Boden-Bindemittelgemisches. Durch Überschneidung der einzelnen, noch nicht ausgehärteten Erdbetonscheiben können „frisch an frisch“ breite, kompakte verfestigte Querschnitte hergestellt werden. Bild 4 zeigt einen Erdbetonkörper im Zuge einer zweigleisigen Ausbaustrecke der DB. Eine spezielle Konstruktion und Anordnung des Fräsbaumes ermöglicht den Einsatz der Bodenfräse direkt an der Streckenachse, neben dem Betriebsgleis.

Die Scherfestigkeit und das Abbindeverhalten des frischen Boden-Bindemittel-Gemisches sowie die Festigkeit des fertigen Erdbetonkörpers kann nach erdstatischen Anforderungen so eingestellt werden, dass ein Befahren neben dem hergestellten Frässlitz schon nach kurzer Zeit (weniger als 30 Minuten) möglich ist.



3 Beispiele ausgeführter Projekte

3.1 Dichtwände in Flussdeichen zum Hochwasserschutz

3.1.1 Hochwasserschutzprojekt Obere Iller

Im Rahmen des Hochwasserschutzprojektes Obere Iller sollen die anliegenden Gemeinden im oberen Illertal einen verbesserten Hochwasserschutz erhalten. Die bestehenden Deiche wurden größtenteils zu Beginn des 20. Jahrhunderts hergestellt. Der Dammkörper besteht aus schluffigem Kies. Unter der Dammsohle steht ein Gemisch aus Aueablagerungen und Flusskiesen an. Der Zustand der alten Deiche entspricht nicht mehr den heutigen Anforderungen. Es musste demzufolge eine Konstruktion gefunden werden, die

- eine wirtschaftliche Sanierung und Erhöhung der Deiche ermöglicht,
- einen hohen Schutz bei Extremereignissen mit Deichüberströmung bietet und
- vor allem eine landschaftsgerechte Einbindung in einer sensiblen Umgebung ermöglicht, d. h. Bewuchs zulässt.

Unter diesen Gesichtspunkten kamen Dichtwände mit dem Fräs – Misch - Injektions – Verfahren (FMI) in den Abschnitten Untermaiselstein im Jahre 2001 mit ca. 2.700 m² und Sonthofen/Ofterschwang – Blaichach im Jahr 2004 mit ca. 30.000 m² zur Ausführung (Auftraggeber Wasserwirtschaftsamt Kempten).

Bei der Herstellung der Dichtwände (Bild 5) wurde der Deichkörper bis in die statisch erforderliche Tiefe aufgefräst und das hydraulische Bindemittel (Zement) eingemischt. Anschließend wurden vor Beginn des Abbindeprozesses Stahlträger im Abstand von ca. 3,0 m eingestellt, um die Beanspruchbarkeit auf Biegung zu erhöhen. Die Erdbetonwand besitzt eine statisch wirksame Breite von 0,50 m. Durch diese Konstruktion können Abbrüche des wasserseitigen Deichkörpers entsprechend der vom Auftraggeber gestellten Anforderung bis zu einer Tiefe von 2 m unter Kronenhöhe standsicher überbrückt werden. Die Einbindetiefen dieser Erosionssperre in den gewachsenen Untergrund konnte derartig ausgelegt werden, dass eine nachteilige Beeinflussung des Grundwasserhaushaltes nicht zu erwarten ist.

Eignungsprüfungen wurden vor Beginn der Baumaßnahme mit vor Ort entnommenem Probenmaterial ausgeführt, um eine optimale Rezeptur zur Erfüllung aller bautechnischen Anforderungen an die fertige Wand zu erzielen.

Zur Qualitätssicherung wurden Schöpfproben aus frisch hergestellten Wandabschnitten in unterschiedlichen Tiefen entnommen. Außerdem wurden in mehreren Bauabschnitten Aufgrabungen zur visuellen Überprüfung im binnenseitigen Sperrbereich vorgenommen sowie Kernbohrungen, frühestens 28 Tage nach Herstellung der FMI-Wände ausgeführt.

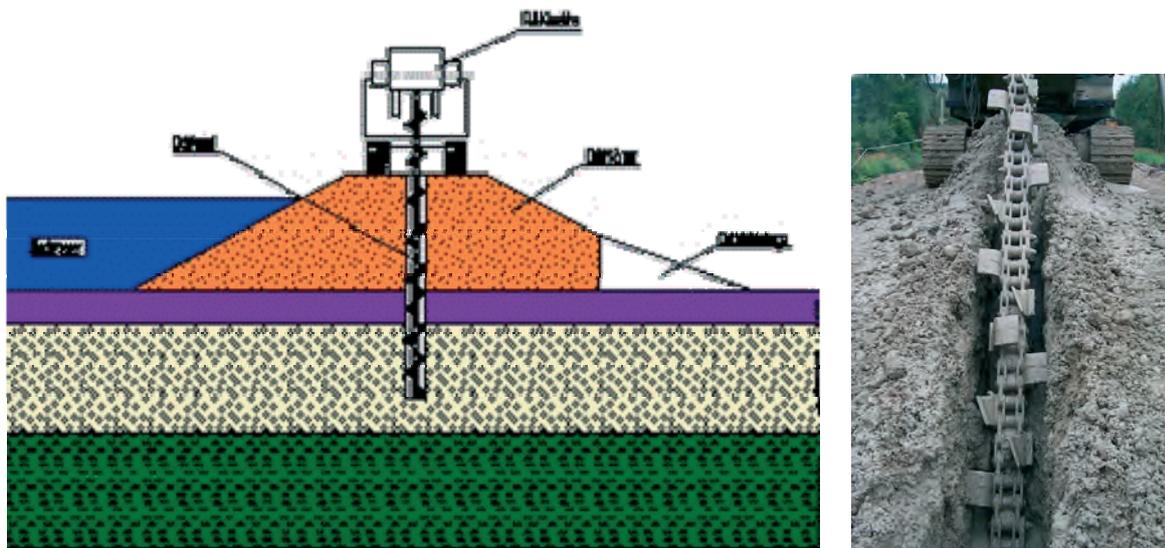


Bild 5: Hochwasserschutzprojekt Obere Iller – Hochwasser 1999

3.1.2 Oderdeichsanierung 2001

Im Rahmen eines Sofortmaßnahmenprogramms und des anschließenden Oderprogramms „HW-Schutz Oder“ wurden als Folge des katastrophalen Sommerhochwassers von 1997 die Deiche des Brandenburger Oderabschnittes saniert.

Die Deiche, die in den letzten 250 Jahren ständig an die steigenden Hochwasserstände der Oder angepasst wurden, hielten in der Regel den typischen Sommerhochwässern, die 1 bis 2 Tage dauerten, stand. Beim Sommerhochwasser 1997 wurden die bisherigen Hochwasserstände an allen Pegeln jedoch für längere Zeit überschritten.

Durch die langanhaltenden, hohen Wasserstände und der daraus resultierenden Durch- und Unterströmung der Deiche war deren Standsicherheit nicht mehr gewährleistet. Als Schadensszenarien für eine Sanierung mussten Sickerwasseraustritte, Risse, Böschungsbrüche, Erosionserscheinungen und Kolkbildungen an der landseitigen Böschung sowie eine Überströmung der Deichkrone beachtet werden.

Im Bereich der Ortschaft Zollbrücke, wurde zur Verbesserung des Hochwasserschutzes der vorhandene Deich abgetragen, die Lage wasserseitig verschoben und mit Böschungsneigungen von 1 : 3 neu aufgebaut. Auf der wasserseitigen Böschung wurde eine geosynthetische Tondichtungsbahn schubfest auf dem neuen Deichkörper verlegt und mit Kiessand und Mutterboden überdeckt.

Zur Anbindung der Tondichtungsbahn an den undurchlässigen Untergrund wurde statt einer Schlitzwand als Sondervorschlag eine FMI - Dichtwand mit einer Breite von 0,5 m ausgeführt (Bild 6).

Als Baugrund stehen in diesem Bereich überwiegend Fein- bis Mittelsand an. Darunter schließt sich Auelehm bzw. Aueton an, in dem die FMI – Dichtwand ca. 50 cm einbindet.

Es wurden für den Bauherren, Abteilung Wasserwirtschaft und Gewässerschutz des Landesumweltamtes Brandenburg, im Juli 2001 ca. 3500 m² FMI-Dichtwand ausgeführt.

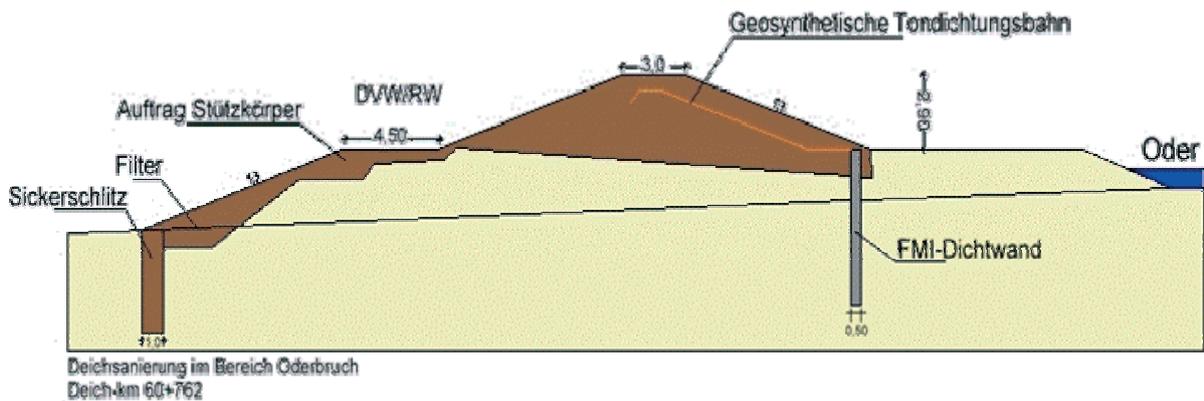


Bild 6: Oderdeichsanierung nach dem Hochwasserereignis 1997

3.2 Fahrweggründungen

3.2.1 Autobahnverbreiterung BAB A 3

An der BAB-A3 war zwischen den Anschlussstellen Neuwied und Bad Honnef der Standstreifen im Zuge eines 25 Meter hohen Dammes auf eine Länge von ca. 370 Metern abgängig.

Das Dammschüttmaterial besteht zunächst bis in eine Tiefe von 6,0 m aus sandigen Kiesen mit Beimengungen aus organischen Schluffen und Fremdstoffen. Darunter folgen als Auffüllung tonig – schluffige Kiese in mitteldichter Lagerung. Ab einer Tiefe von 12,0 m besteht der Dammkörper aus tonig, kiesigen Schluffen. Die Standsicherheit der Dammböschung war nicht gegeben. Als Sanierung wurde für den Bauherren, das Autobahnamt Montabaur, 2002 folgende Konstruktion ausgeführt:

Von einem Arbeitsplanum 0,8 m unter OK-Fahrbahn aus wurden 3 FMI-Scheiben, mit einer Tiefe von 9,0 m und einer Breite von 0,5 m hergestellt (Bild 7). Die erste Scheibe wurde am Fahrbahnrand eingebaut, die dritte Scheibe neben der Böschungskrone. Die bei Herstellung des Boden-Zementgemisches anfallenden Überschussmassen wurden zum Aufbau einer 30 cm dicken Lastverteilungsschicht verwendet. Die restlichen, überschüssigen Massen wurden abgefahren. Im übrigen wurde der regelgerechte Straßenaufbau für den Standstreifen hergestellt. Die Bauzeit für die Fahrstreifengründung betrug 15 Arbeitstage.

Kontrollprüfungen ergaben einaxiale Druckfestigkeiten von 2,4 bis 6,47 MN/m².

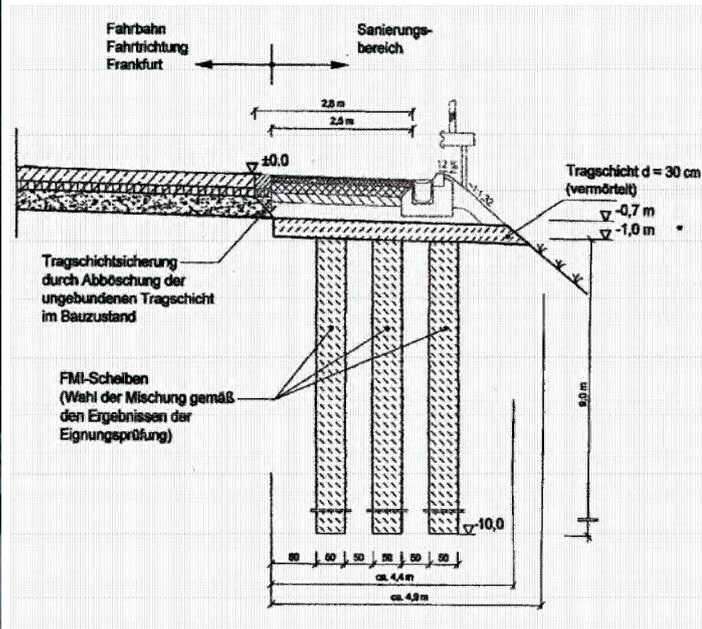


Bild 7: Autobahnverbreiterung BAB A 3 - Ertüchtigung der abgängigen Standspur

3.2.2 Ertüchtigung im Zuge der Ausbaustrecke der DB Berlin-Dresden

Der Ausbau dieser Strecke wurde erforderlich um höhere Reisegeschwindigkeiten für den Zugverkehr zu ermöglichen. Dies bedingte erhöhte Anforderungen an die Stabilität der Gleislage. Da der Untergrund im Abschnitt zwischen Doberlug und Rückersdorf aus Torfschichten von bis 3,0 m Mächtigkeit auf einer Länge von 1.700 m besteht, war in der Vergangenheit ein erhöhter Instandhaltungsaufwand erforderlich. Dies zeigte sich auch an stark angewachsenen Dicken der Gleisbettung. Der Grundwasserspiegel wird dort in 2,5 bis 3,0 Meter Tiefe unter SO angetroffen.

Während der Ertüchtigungsmaßnahmen musste der Bahnbetrieb auf dem Nachbargleis der zweigleisigen Strecke aufrecht erhalten werden.

Um auf einen klassischen Bodenaustausch mit zugehörigen Verbaumaßnahmen verzichten zu können, wurden der Unterbau/ Untergrund mit dem FMI-Verfahren verfestigt (Bild 8). Das Arbeitsplanum befand sich bei 0,9 m unter Schienenoberkante. Die Torfschichten und die darüber und darunter anstehenden mineralischen, nichtbindigen Böden wurden durch den Fräsvorgang so miteinander vermischt und homogenisiert, dass der Anteil an organischen Böden im Boden - Bindemittel-Gemisch maximal ≤ 30 Volumen-% betrug. Dies wurde durch eine differenzierte Festlegung der Frästiefen nach den Ergebnissen der vorausgegangenen Bodenerkundung erreicht. Die Ertüchtigung wurde auf einer Breite von 5,0 m pro Gleis und mit Tiefen bis zu 9,0 Metern im Jahre 2003 ausgeführt. Es wurden rd. 45.000 m³ Unterbau/ Untergrund als Gründungkörper unter beiden Gleisen verfestigt.

Da für die jeweilige Frässpur am Betriebsgleis die Standsicherheit bei Zugverkehr mit einer undrainierten Scherfestigkeit des Boden-Bindemittel-Gemisches von 15 KN/m² nachzuweisen war, wurde der W/Z-Wert der Suspension reduziert. Das zeitliche Abbindeverhalten wurde durch Zusatzmittel beschleunigt und mit Flügelsondierungen überwacht. Die für die Sicherheit des Betriebsgleises notwendige Scherfestigkeit wurde bereits nach 30 Minuten erreicht.

Durch die erschütterungsfreie Durchführung des FMI-Verfahrens wurde die Gleislage des Nachbargleises nicht beeinträchtigt.

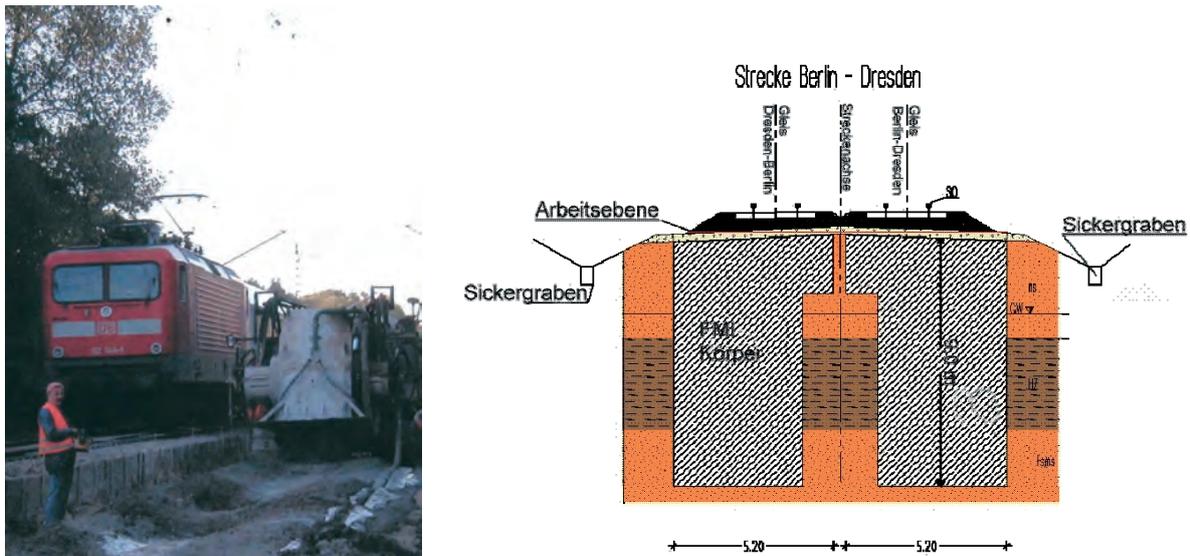


Bild 8: Streckenerüchtigung der Bahnstrecke Berlin - Dresden

4 Der Erdbetonkörper

4.1 4.1 Beanspruchungen

Zur Formulierung der Anforderungen an den Erdbetonkörper, um Methoden für Eignungsprüfungen zu konzipieren, ist es erforderlich die Beanspruchung des FMI-Körpers zu kennen. Mit einer numerischen Modellierung kann z.B. eine Vorstellung über Art und Größe der Beanspruchungen gewonnen werden. In den Bildern 9 und 10 wird beispielhaft die Beanspruchung eines Blocks aus verfestigtem Boden unter einer zweigleisigen Bahnstrecke in Dammlage dargestellt. Als Werkzeug wurde eine numerische Modellierung mit der FE-Methode (Stoffgesetz Mohr-Coulomb, Programm PLAXIS) für den ebenen Verzerrungszustand gewählt. Im dargestellten Beispiel wurden für den Dammkörper isotrope Eigenschaften angenommen.

Bild 9 zeigt bei gleichzeitig einwirkender Verkehrslast erwartungsgemäß im unteren Drittel des FMI-Körpers Zugspannungen. In Bild 10 sind die zugehörigen Spannungstrajektorien dargestellt. In einem Schnitt in Streckenachse sind die Druck- und Zugspannungen dargestellt. Die physikalischen und geometrischen Eigenschaften des FMI-Körpers wurden hier so gewählt, daß die Zugspannungen „aufnehmbar“ bleiben. - Die Eigenschaft „aufnehmbar“ kann z.B. analog zu DIN 4093, Einpressen in den Untergrund, dort analog zum „Zulässigen Bereich beim Nachweis der Tragfähigkeit mit Hauptspannungen“ definiert werden.

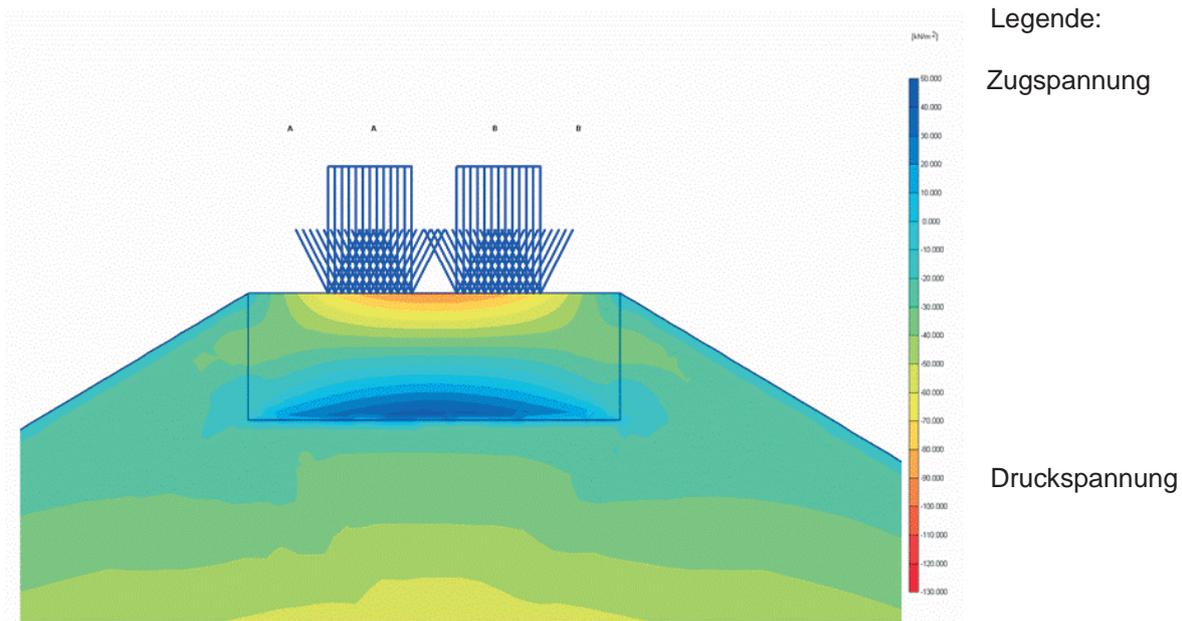
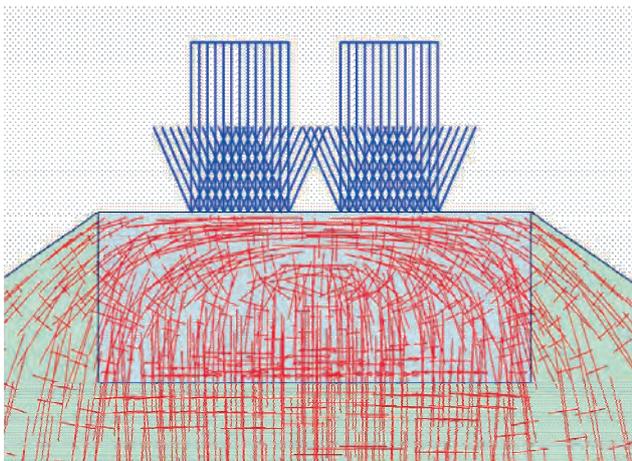


Bild 9: Zweigleisige Bahnstrecke;
Beanspruchung des Erdbeton-Körpers (Horizontalspannungen) - Beispiel -

Richtung der Hauptspannungen



Maximale Zug- und Druckspannungen

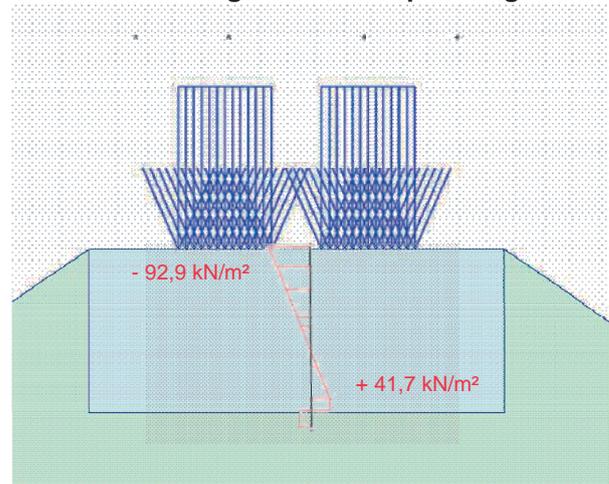


Bild 10: Spannungen im FMI-Körper

4.2 Anforderungen an den Erdbeton, Eignungsprüfungen

Um den Beanspruchungen gerecht zu werden, müssen baustoffphysikalische Anforderungen aufgestellt werden, die mit geeigneten Prüfmethode nachgewiesen werden können.

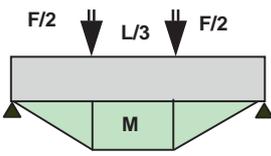
Bild 11 zeigt die für das FMI-Verfahren an der Hochschule Biberach eingesetzten, in der Boden- und Felsmechanik eingeführten Versuche zur Ermittlung der Biegezugfestigkeit, der Einaxialen Druckfestigkeit und der Spaltzugfestigkeit.

Durch Variation der Parameter für die Herstellung des FMI-Körpers, z.B. unterschiedliche Mischproben aus dem zu verfestigenden Boden, verschiedene Bindemittelgehalte und Wasser-Feststoff-Werte (W/B-Werte), wurde u.a. mit diesen Versuchen, in sogenannten

Eignungsprüfungen, die Rezepturen für das Boden-Bindemittel-Gemisch für jeden einzelnen Anwendungsfall ermittelt.

Die Bild 12 zeigt am Beispiel eines geschichteten Baugrundprofils die Gewinnung einer Mischprobe für die Eignungsprüfung. In Bild 13 ist schematisch der Ablauf einer Eignungsprüfung für eine Dichtwand nach dem Ortsmischverfahren (FMI) dargestellt.

Biegezugfestigkeit β_B



$$\beta_F = \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2}$$

F = Maximale Last
L = Spannweite
b = Breite des Balkens
d = Höhe des Balkens



**Druckfestigkeit σ_n
(einaxial-dreiaxial)**

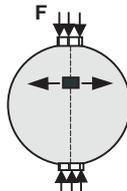


$$\beta_F = \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2}$$

F = maximale Last
A = Querschnittsfläche



Spaltzugfestigkeit β_{sz}



$$\beta_F = \frac{F \cdot L}{b \cdot h^2}$$

F = Druckkraft
L = Länge des Zylinders
D = Durchmesser der Probe



$(\sigma_1 - \sigma_3) = f(\epsilon_{pl} + \epsilon_{el})$ Stoffgesetz für numerische Berechnungen

Bild 11: Festigkeitsparameter für Stoffgesetze

Idealisiertes Baugrundprofil einer 6 m tiefen FMI-Wand

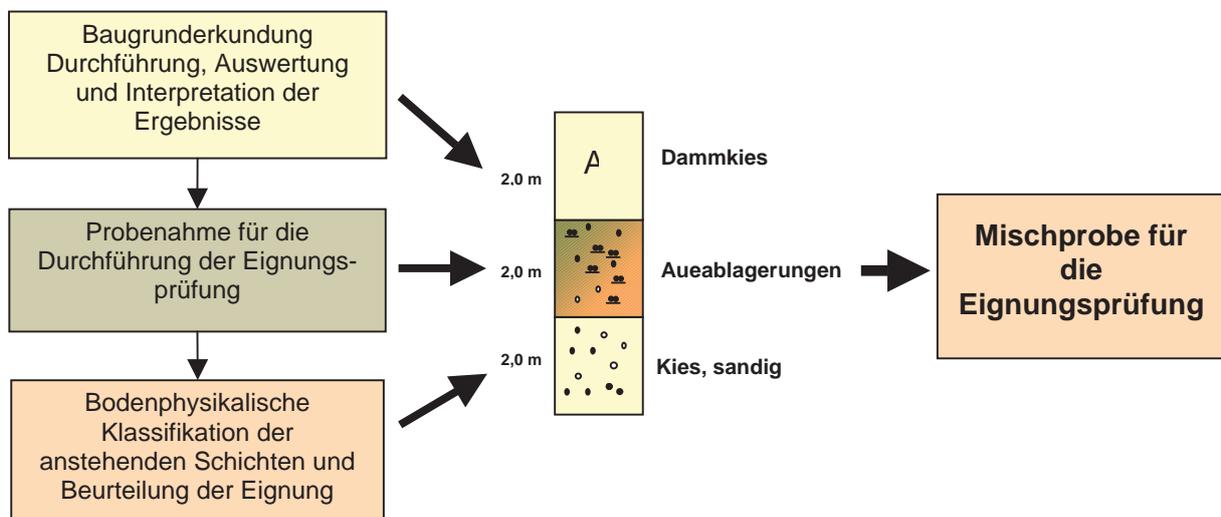


Bild 12: Gewinnung einer Mischprobe für die Eignungsprüfung

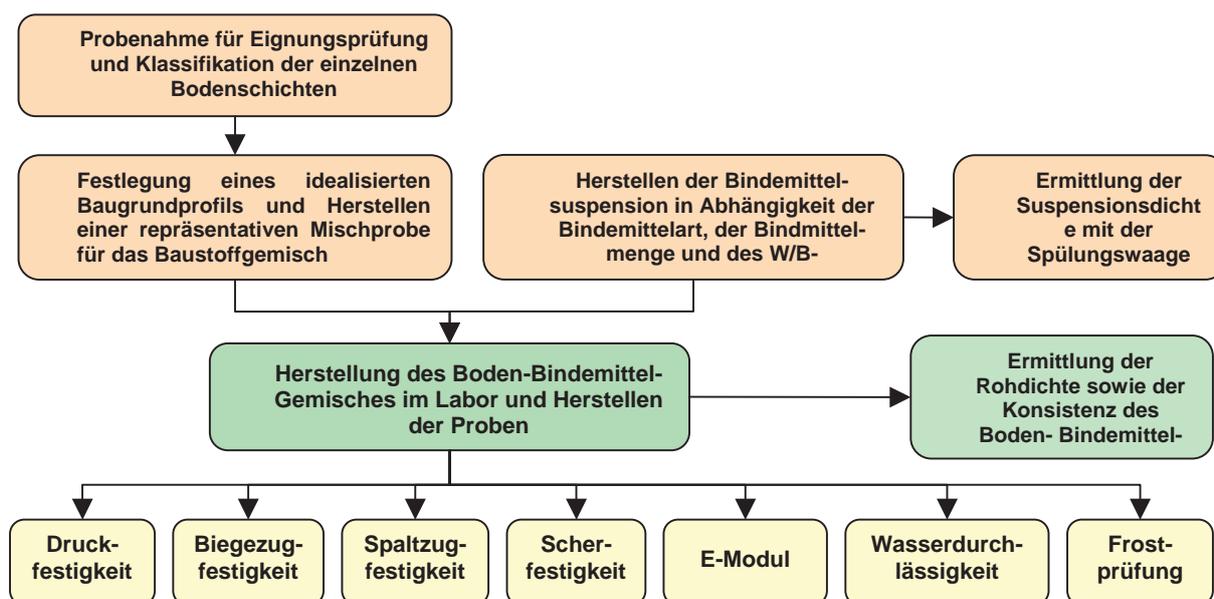


Bild 13: Eignungsprüfung – Laboruntersuchungen vor Baubeginn

4.3 Physikalische Eigenschaften von Erdbeton

Aus an der Hochschule Biberach durchgeführten Eignungsprüfungen und Arbeiten in der angewandten Forschung werden auf nachfolgenden Bildern beispielhaft einige Ergebnisse mitgeteilt.

Bild 14 zeigt bei einem intermittierend gestuften Flusskies den Einfluss auf die einaxiale Druckfestigkeit und die Wasserdurchlässigkeit bei Verwendung verschiedener Bindemittel.

Auf Bild 15 werden die Ergebnisse von Versuchen zur Ermittlung der einaxialen Druckfestigkeit, Spaltzugfestigkeit und Biegezugfestigkeit von drei verschiedenen Boden-Bindemittel-Mischungen mit einem Flusskies dargestellt. Mit den Untersuchungen sollte geklärt werden, ob die Bestimmung der einaxialen Druckfestigkeit mit einem relativ „einfachen“ Versuch, zur Ableitung der anderen Eigenschaften in Eignungsprüfungen allein genügt.

Als Ergebnis solcher Untersuchungen mit verschiedenen Böden (durchgeführt auch an anderen Instituten und Prüfstellen) wurden Mindestanforderungen an die einaxiale Druckfestigkeit von FMI-Körpern formuliert, welche als Gründungskörper für Eisenbahnen des Bundes hergestellt werden sollen. Die Mindestdruckfestigkeiten in Tabelle 1 dienen in erster Linie zur Orientierung für baubetriebliche Belange (z.B. Befahrbarkeit, Standsicherheit der Scheibe neben dem Betriebsgleis). Die Werte müssen ggf. nach statischen Erfordernissen erhöht werden.

Ausgangsboden:
 Kies, sandig
Bodengruppe nach DIN 18196:
 GI (intermittierend gestufter Kies)
Bindemittelgehalt:
 230 kg/m³
Wasser-Bindemittel-Verhältnis:
 W/B-Wert = 0,8 - 0,9
Lagerung der Proben:
 Druckfestigkeit:
 6 Tage FL + 1 Tag WL bzw.
 7 Tage FL + 21 Tage WL

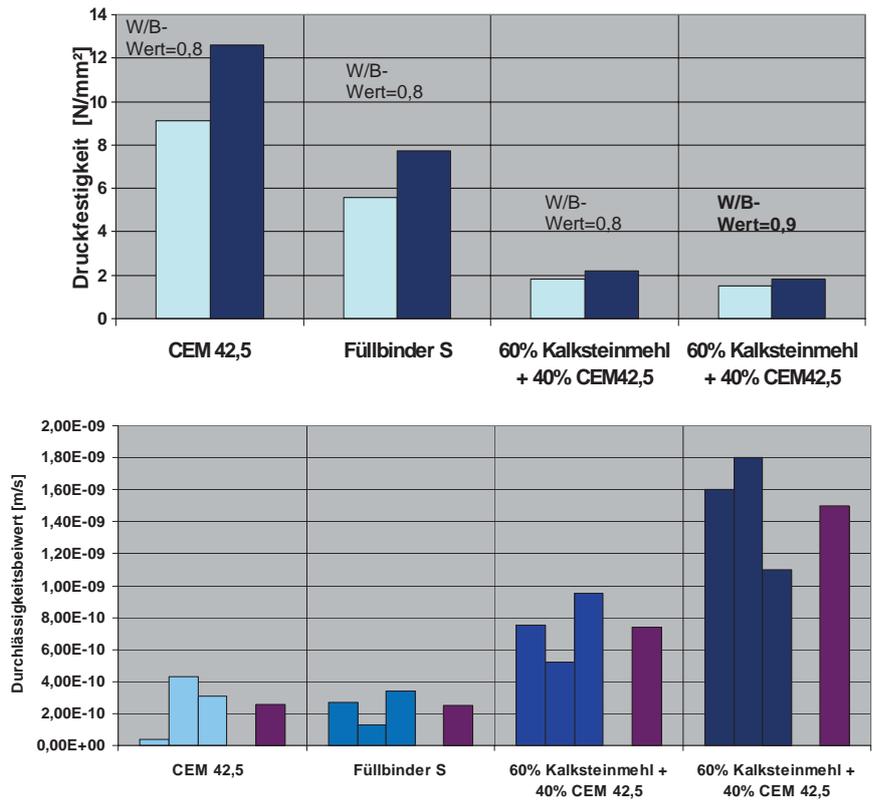
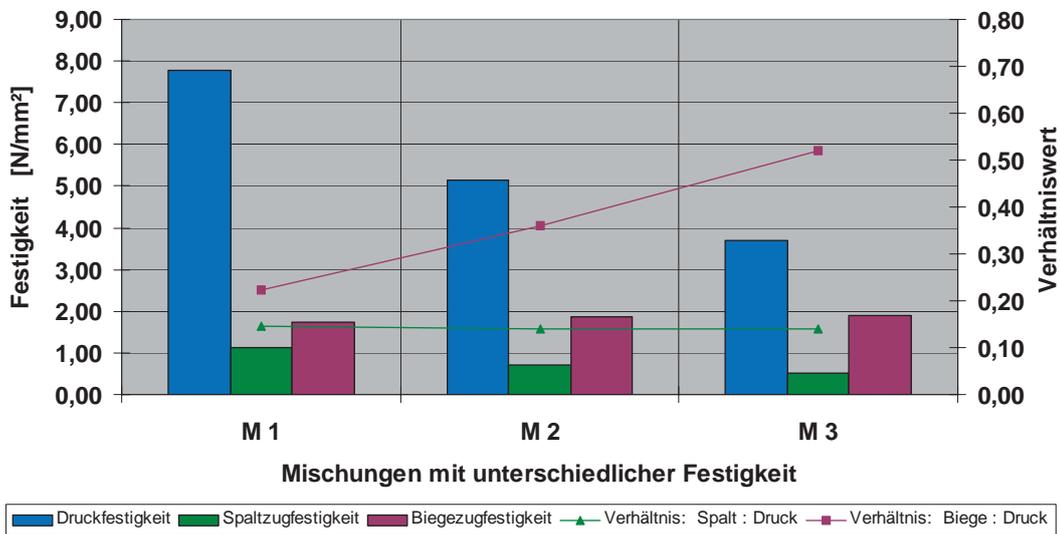


Bild 14: Materialeigenschaften von Erdbeton



Die Vergleichsuntersuchungen ergaben ein relativ konstantes Verhältnis zwischen Druckfestigkeit und Spaltzugfestigkeit. Die Biegezugfestigkeit bei Druckfestigkeiten zwischen 4 und 8 N/mm² lieferte einen relativ konstanten Wert.

Bild 15: Vergleichende Untersuchungen zwischen Druck-, Spaltzug- und Biegezugfestigkeit

Tabelle 1: Mindestdruckfestigkeiten bei Eignungsprüfungen für Eisenbahn-Strecken

Bodenart	Kornanteile < 0,06 mm	Bodengruppe nach DIN 18196	Mindest- Druckfestigkeit nach 28 Tagen	Serien- Druckfestigkeit nach 28 Tagen
Feinkörnige Böden	> 40 M.-%	UL, UM TL, TM, TA	≥ 0,5 N/mm ²	≥ 0,8 N/mm ²
Gemischtkörnige Bodenarten	15 bis 40 M.-%	ST*, SU* GT*, GU*	≥ 0,6 N/mm ²	≥ 1,0 N/mm ²
Gemischtkörnige Bodenarten	5 bis 15 M.-%	ST, SU GT, GU	≥ 1,0 N/mm ²	≥ 1,4 N/mm ²
Grobkörnige Böden	< 5 M.-%	SE, SW, SI GE, GW, GI	≥ 1,9 N/mm ²	≥ 2,8 N/mm ²

Bemerkungen:

Die einaxialen Druckfestigkeiten werden an Zylindern von 10 cm Durchmesser nach DIN 18136 geprüft.

Bei Bodengemischen mit organischen Beimengungen vom mehr als 3 M.-% (nichtbindige Böden) bzw. mehr als 5 M.-% (bändige Böden) ist ein Sachverständigengutachten erforderlich.

5 Zusammenfassung

Mit dem FMI-Verfahren wurde seit 1996 bei zahlreichen Eisenbahnstrecken der Unterbau/ Untergrund verfestigt, so dass für höhere Geschwindigkeiten ausreichende Standsicherheit und Gebrauchsfähigkeit erreicht wurde (Verbesserung der Lagestabilität des Gleisrostes). Das Bauverfahren kann unmittelbar neben dem Betriebsgleis ohne Baugrubenverbau- maßnahmen eingesetzt werden.

Die Verfestigung von Schlitzten (Scheiben) mit der FMI-Methode, als einem Ortsmisch- verfahren, bewährte sich auch als ein sehr leistungsfähiges Verfahren bei der Herstellung von Dichtwänden in Flußdeichen.

Parallel zur Entwicklung der Spezialtiefbaumaschinenteknik wurden Prüftechniken zur Ermittlung geeigneter Rezepturen und zur Qualitätssicherung erprobt.

Baugrundvereisung zur Verfestigung und Firstsicherung beim Bahnsteig-Erweiterungstunnel U3/U6 in München

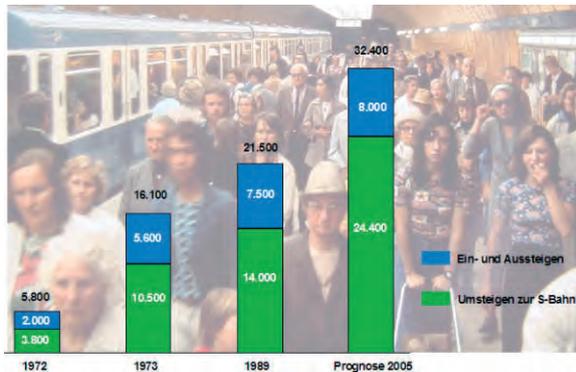
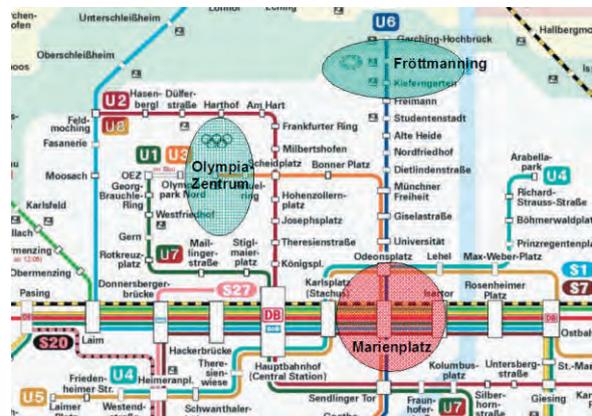
Dipl.-Ing. Lothar Eicher
Bau-Referat U-Bahn-Bau der LH München

Dipl.- Ing. Franz Bayer
Max Bögl GmbH & Co. KG, Zentralbereich Tunnelbau, München

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

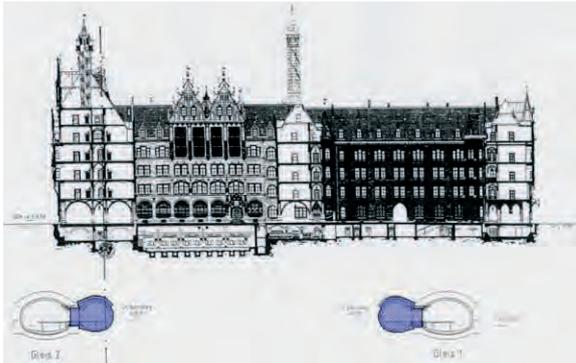
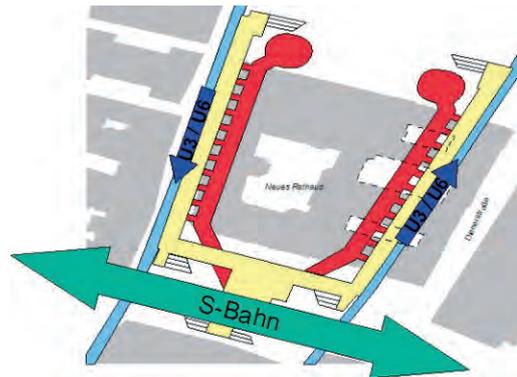
1 Vorstellung der Baumaßnahme

Der U – Bahnhof "Marienplatz" im Zentrum Münchens ist der zentrale Knotenpunkt zwischen der in Nord-Süd-Richtung verlaufenden Linie U3/U6 und der in Ost-West-Richtung verlaufenden Stammstrecke der S-Bahn. Nicht nur bei großen Sportereignissen im Olympia-Zentrum und zukünftig nach der Eröffnung des neuen Fußballstadions "Allianz-Arena" im Norden von München ist dieser Bahnhof an der Grenze seiner Leistungsfähigkeit angelangt. Da in Zukunft die Fußballanhänger allein diesen Umsteigebahnhof haben werden, um mit der U-Bahn zum Stadion in Fröttmanning zu kommen, wurden Infrastrukturmittel zur WM 2006 geschickt nach München gelenkt, um die Kapazität dieses Bahnhofes erweitern zu können.



Dies wäre ohnehin erforderlich gewesen, wie die Entwicklung der Fahrgastzahlen mit einem stetigen Anstieg seit der Eröffnung der U-Bahn zeigt. Während 1972 noch 5.800 Fahrgäste in der Spitzenstunde für beide Fahrtrichtungen gezählt wurden, so stieg diese Zahl im Jahr 1989 auf 21.500 Fahrgäste, was bereits dringvolle Enge bedeutet. Etwa zwei Drittel der Fahrgäste nutzen die U-Bahnstation "Marienplatz" zum Umsteigen zwischen U-Bahn und S-Bahn. Die Prognose für 2005 geht von 32.400 Fahrgästen in der Spitzenstunde aus.

Da die Bahnsteige nur an beiden Enden angegliedert werden können und die Umsteigeverbindung darüber hinaus nur ein Ende des Bahnhofs betrifft, hat man beschlossen und konnte es jetzt finanzieren, zu jedem Bahnsteig einen parallel verlaufenden Fußgängertunnel herzustellen, was die Kapazität für wartende sowie zu- und abfließende Fußgängerströme erheblich verstärkt. Dies steigert neben dem Komfort vor allem auch die Sicherheit.

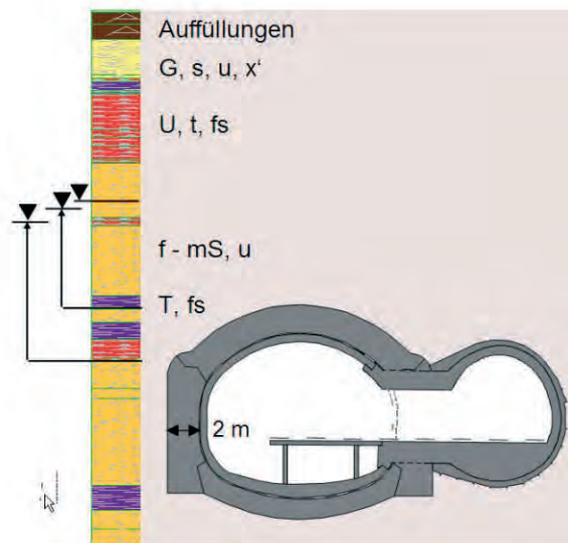


So werden aktuell zwei Begleittunnel gebaut, die parallel zu den bestehenden U-Bahnröhren verlaufen und im Grundriss unter den Gebäudeflügeln des historischen Neuen Rathauses liegen. Die Verbindung zwischen den alten und neuen Tunnelröhren wird mit je 11 kurzen Durchstichen geschaffen.

2 Bestand und Baugrund

Die bestehenden Tunnelbauwerke der U3/U6 unter dem Rathaus wurden in den Jahren 1966 bis 1970 im Schutz einer Grundwasserhaltung gebaut. Dabei wurden zunächst die Ulmenstollen aufgeföhren und rückschreitend wieder vollflächig gegen einen eingestellten Wellblechverzug ausbetoniert, so dass die Wandstärken der Außenschale an dieser Stelle ca. 2,0 m betragen. Die Tunnelfirste wurde anschließend im Messervortrieb aufgeföhren, wobei die bereits hergestellten Ulmen als Auflager für die Außenschale dienten. Abschließend erfolgten der Sohlvortrieb, der Einbau der Abdichtung aus Bitumenbahnen und das Betonieren der Innenschale. Infolge dieses Tunnelvortriebes entstanden 2 bis 3 cm Gesamtsetzung an der Geländeoberfläche bzw. in der Gründungsebene des Rathauses.

Der Baugrund ist durch projektspezifische Erkundungen und aufgrund der Ortsbrustaufnahme im bestehenden Tunnel gut bekannt. Die Tunnelfirsten liegen ca. 17 m unter GOK in den für München typischen Wechsellagerungen aus bindigen tertiären Tonen und Schluffen einerseits und nicht-bindigen tertiären schluffigen Fein- bis Mittelsanden andererseits. Die Schichtmächtigkeiten zeigen örtlich starke Schwankungen im Meterbereich. Die einzelnen Sandschichten führen gespanntes Grundwasser mit teilweise unterschiedlicher Druckhöhe. Über der Tunnelfirste stehen auf der überwiegenden Vortriebslänge die tertiären Tone und Schluffe an, wobei vereinzelt aber auch die Tertiärsandschicht vom Tunnel angeschnitten wird.

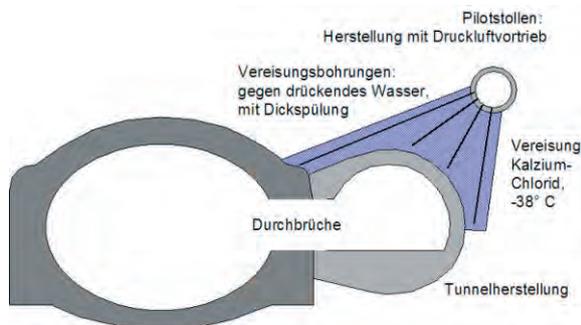


3 Aufgabe und Lösung



Um Schäden am denkmalgeschützten historischen Rathaus, welches aus dem Bau des bestehenden Tunnels eventuell bereits vorgeschädigt war, sicher zu vermeiden, mussten die zusätzlichen Verformungen infolge der aktuellen Baumaßnahme streng begrenzt werden. Als zugehöriges Kriterium bei der Planung waren Setzungsmulden mit maximalen Neigungen von 1:500 gewählt worden. Im Ausschreibungsentwurf war zu diesem Zweck eine Hebungsinjektion vorgesehen. Es war geplant, aus zwei Startschächten heraus Manschettenrohre mit Hilfe

eines gesteuerten Bohrverfahrens fächerförmig unter das Rathaus zu führen. Aus diesen heraus sollte der Baugrund vorgespannt und das Rathaus geringfügig angehoben werden, damit bei den weiteren Arbeiten geringe Setzungen hätten schadlos aufgenommen werden können.



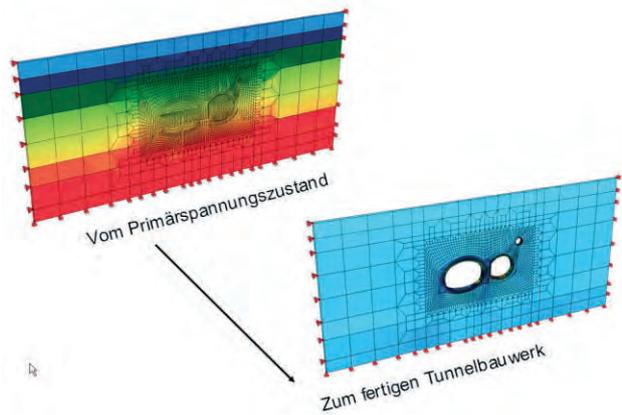
Der zur Ausführung gelangte Sondervorschlag der Firma Max Bögl, hinter dem eine langjährige Praxis und Erfahrung in der Vereisungstechnik steht, enthielt aus technischer Sicht zwei wesentliche Ideen. Zum einen sollten anstelle der vielen langen Horizontalbohrungen zwei Pilotstollen den Zugang zum Bereich über der Tunnelfirste ermöglichen und zum anderen sollte anstelle der Injektionen eine Vereisung vorgenommen

werden, bei denen die hierfür notwendigen Vereisungslanzen von den Pilotstollen aus gebohrt werden. Über die Ausführung dieser Lösung, die in den wesentlichen Schritten inzwischen erfolgreich abgeschlossen ist, wird nachfolgend berichtet.

Vereister Boden besitzt in etwa die Festigkeit von Magerbeton, mit der Einschränkung, dass er ein ausgeprägtes Kriechverhalten aufweist. Es konnte bei der Bewertung des Sondervorschlags davon ausgegangen werden, dass aufgrund der erhöhten Steifigkeit und Festigkeit des gefrorenen Bodens die lastumlagerungsbedingten Setzungen während des Tunnelvortriebs minimiert werden konnten. Die erwarteten Setzungen waren so gering, dass auf Hebungsinjektionen verzichtet und dennoch eine Gleichwertigkeit festgestellt werden konnte, zumal auch bei Hebungsinjektionen zunächst – für die Manschettenrohrbohrungen – mit gewissen Setzungen zu rechnen war. Weiterhin konnte der vereiste Bodenblock die Funktion einer Firstsicherung übernehmen, so dass weitergehende geplante Maßnahmen, wie z.B. ein Rohrschirm, entfallen konnten. Ein weiterer Vorteil des Sondervorschlags war, dass auch die Entwässerung des Untergrundes vom Pilotstollen aus möglich war und durch die Vereisung der Umfang der Wasserhaltung reduziert werden konnte.

Den genannten positiven Effekten steht das bekannte – jedoch nur schwer quantifizierbare - Phänomen der Frosthebungen gegenüber. Frosthebungen können im Wesentlichen auf zwei Ursachen zurückgeführt werden: Zunächst kommt es durch die 9%ige Volumenzunahme bei der Entstehung von Eis aus Wasser zu homogenen Frosthebungen, deren Maß proportional zur Dicke der gefrorenen Schicht ist. Weiterhin bilden sich insbesondere bei feinkörnigen Böden an der Grenze vom gefrorenen zum ungefrorenen Boden aus reinen Eiskristallen wachsende Körper, die so genannten Eislinsen.

Bei unkontrollierten Frosthebungen sind Schäden am Gebäude des Rathauses nicht auszuschließen. Die infolge der Vereisung und des Vortriebs zu erwartenden Verformungen mussten daher vorab prognostiziert werden. Dazu wurden bereits während der Phase der Prüfung des Sondervorschlags Verformungsberechnungen durchgeführt und mit plausiblen Abschätzungen des Frosthebungsverhaltens die Vereisung als voraussichtlich unschädlich bewertet. Mit der Annahme des Sondervorschlages verknüpft war ein wissenschaftliches und messtechnisches Untersuchungsprogramm, um das prognostizierte Verhalten zu überprüfen.



messtechnisches Untersuchungsprogramm, um das prognostizierte Verhalten zu überprüfen.

4 Bauablauf



Die Baumaßnahme begann mit der Herstellung der überschnittenen Bohrpfehlwand für die beiden Startschächte. Die im Grundriss ovale Form ermöglicht die Lastabtragung in Form einer Stützlinie, so dass auf Rückverankerungen verzichtet werden konnte.



Pilotstollen: Einheben des Haubenschildes

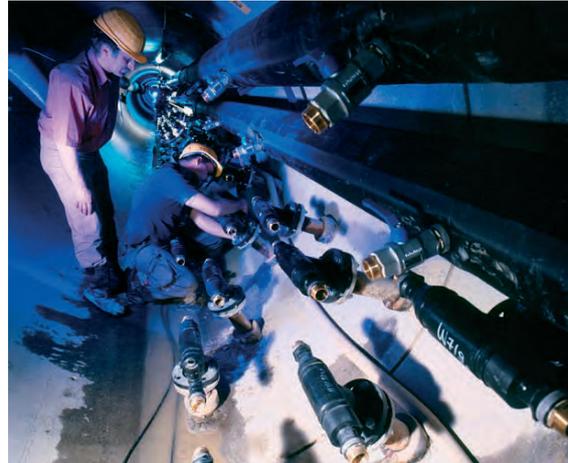


Pilotstollen: Rohrvorpressung

Von einem Zwischenaushubniveau der Startschächte erfolgte anschließend der jeweils ca. 100 m lange Rohrvortrieb der Pilotstollen unter Druckluft mit einem Haubenschilde. Der Außendurchmesser der Pilotstollen beträgt 2,40 m.



Pilotstollen: Vereisungsbohrungen



Pilotstollen: Montagearbeiten für die Vereisung

Aus dem Pilotstollen heraus wurden die Vereisungsbohrungen mit einem Durchmesser von 88,9 mm und Dickspülung gegen das drückende Wasser ausgeführt. Insgesamt waren ca. 4000 m zu bohren. Als Kältemittel der Solevereisung kam Kalziumchlorid mit einer Vorlauftemperatur von ca. -38 °C zum Einsatz. Die Kälteanlage besaß hierbei eine Leistung von 2 x 275 kW. Um die Vorhalte- und Betriebsdauer des Vereisungsschirmes zu minimieren, wurden die Vereisungskörper bei beiden Tunneln in je drei Abschnitten aufgefroren und kurzfristig nach Erreichen der Tragfähigkeit der Spritzbetonschale wieder außer Betrieb genommen.



Vereisung in Betrieb



Bahnsteig-Erweiterungstunnel: Abfräsen der Außenseite des Bestandstunnels der U6



Bahnsteig-Erweiterungstunnel: Vortrieb

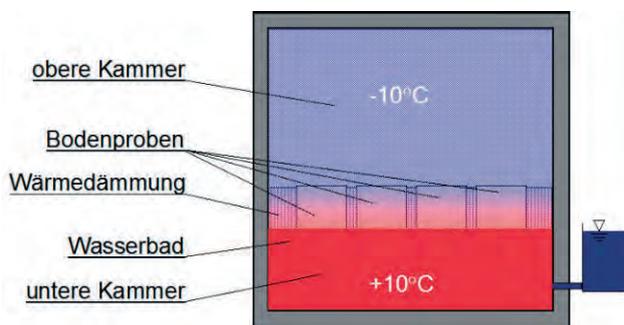
Der Vortrieb selbst erfolgte in Spritzbetonbauweise, wobei die Vortriebsdauer pro Tunnel jeweils ca. 10 Wochen betrug. Dabei wurde der Abbau des gefrorenen Bodensaums in der

Tunnelfirste mit einem Schrämmkopf vorgenommen. Der Betrieb mehrstöckig ausgebauter Vertikalfilterbrunnen führte bei der Wasserhaltung mit der Zeit bis zur Absenkung des Grundwassers unter die Tunnelsohle bei zunehmend geringer anfallenden Wassermengen.

Zum Zeitpunkt der Veröffentlichung Anfang 2005 werden die Durchbrüche zwischen den Tunneln hergestellt. Die Baustelle liegt im Zeitplan. Die Umbauarbeiten einschließlich des Innenausbaues sollen bis zur Fußballweltmeisterschaft 2006 fertiggestellt sein.

5 wissenschaftliche Begleitung und Messungen

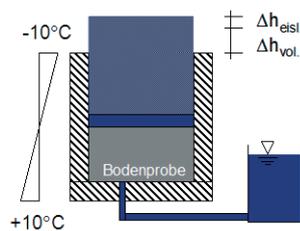
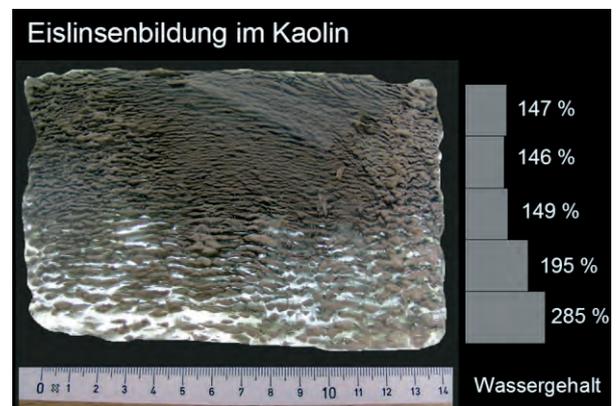
5.1 Laborversuche zur Vereisung



Laborversuche im Zwei-Kammer-Klimaschrank



Klimaschrank und Balg zur Druckaufbringung



Im bodenmechanischen Labor des Zentrum Geotechnik wurden sowohl die Festigkeitseigenschaften als auch das Hebevverhalten der anstehenden Böden unter Frosteinwirkung untersucht. Die Werte der einaxialen Druckfestigkeit lagen bei den hier untersuchten Temperaturen und Verformungsgeschwindigkeiten in der Größenordnung von Magerbeton. Zur Untersuchung des Kriechverhaltens wurde ein Oedometerstand in eine Klimakammer eingebaut. Die durchgeführten Kriechversuche bestätigten die

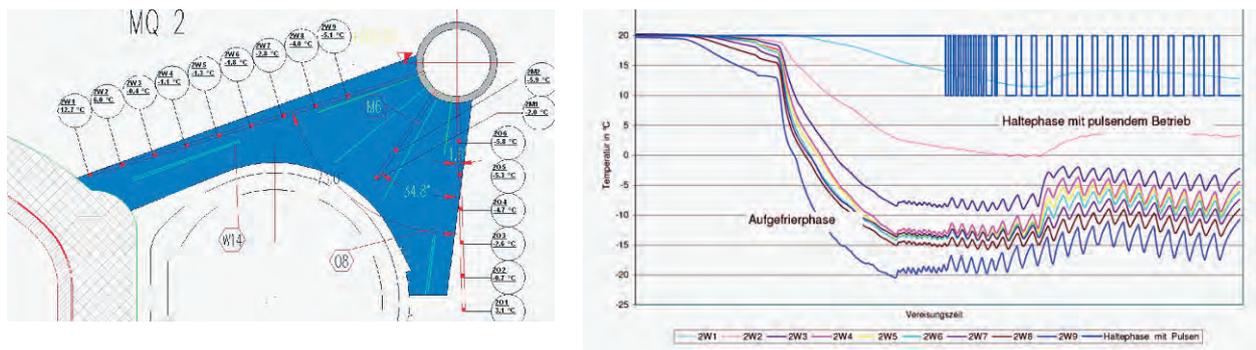
Prognose, dass bei den vor Ort herrschenden Spannungsverhältnissen im Boden kein überproportionales Anwachsen der Kriechverformungen zu erwarten war.

Den Schwerpunkt der Laboruntersuchungen bildeten Frost-Hebungsversuche, mit denen die vor Ort zu erwartenden Frosthebungen abgeschätzt werden sollten. Hierfür wurde eine Zwei-Kammer-Technik verwendet, bei der die Probe eindimensional von oben gefroren wurde und während des Gefriervorgangs gleichzeitig von unten Wasser aufnehmen bzw. abgeben konnte. Im Laborversuch mussten außerdem die vor Ort herrschenden maßgebenden Randbedingungen simuliert werden. Hierzu zählten insbesondere drainierte Verhältnisse und die Aufbringung der vor Ort vorhandenen Auflasten. Die in den Versuchen gemessenen Hebungsbeiträge stellten die Basis für die Prognose der vor Ort zu erwartenden Frosthebungen dar.

Auf den Bildern sehen Sie:

- ein Foto des Zweikammerklimaschranks sowie die Balgkonstruktion, welche Druckspannungen in die Probe einleitet.
- den Versuchsablauf, bei dem ein Teil der Probe gefroren wird und der nicht gefrorene Teil Wasser anziehen kann.
- einen gefrorenen tertiären Sand, in dem das Eis kaum zu erkennen ist und
- einen gefrorenen Ton, in dem sich
- viele Eislinsen gebildet haben.

5.2 Temperaturmessung im Vereisungskörper



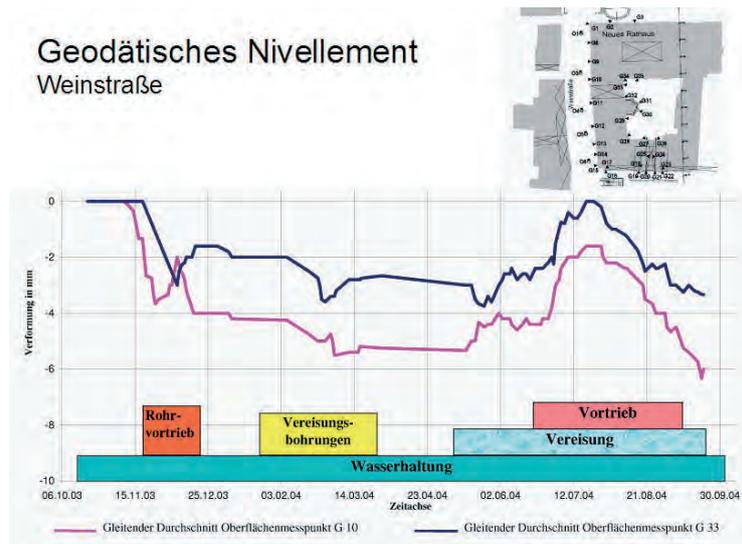
Temperaturmessung im Vereisungskörper Weinstraße: Messquerschnitt 2

Zur Steuerung und Überwachung der Frostkörperentwicklung wurden die Temperaturen auf der Baustelle in mehreren Messquerschnitten erfasst, die so angeordnet waren, dass mindestens ein Messquerschnitt in jedem der 2 x 3 Gefrierabschnitte zu liegen kam. Die Temperaturmessbohrungen führten dabei in schleifenden Schnitten aus dem Frostkörper, um die Frostgrenze exakt bestimmen zu können. Insgesamt wurden über 180 Temperaturmessfühler eingesetzt. Sie zeigen den räumlichen und zeitlichen Verlauf der Temperaturen und mit ihrer Hilfe wird sichergestellt, dass der Frostkörper geschlossen ist.

5.3 Geodätisches Nivellement

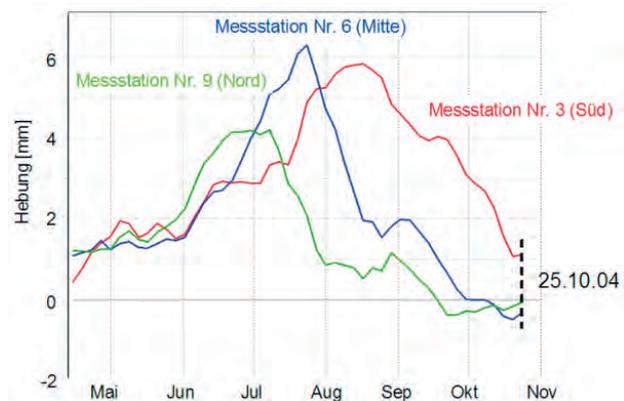
Die Baugrundverformungen auf der Geländeoberfläche wurden durch ein geodätisches Präzisionsnivellement erfasst. Das Messprogramm umfasste dabei insgesamt ca. 130 Höhenbolzen, die am Rathaus und in der Nachbarbebauung in an den Bauablauf angepassten Zyklen gemessen wurden. Die Messungen haben die folgenden mittleren Werte ergeben:

- Gesamtsetzung auf der Geländeoberfläche ca. 12 mm
- davon entfallen auf die Wasserhaltung ca. 4 bis 5 mm
- Betrag der Frosthebungen ca. 3 bis 4 mm



5.4 Schlauchwaagen-Nivellement

Die während der Baumaßnahme eintretenden Verformungen wurden unter anderem durch ein Schlauchwaagenmesssystem im 2. KG des Rathauses erfasst. Die Messkette lag damit ca. 11 m über der Firse des Fußgängertunnels. Die Anlage bestand aus insgesamt 10 Messstationen, besaß eine Auflösung von 1/10 mm und war über einen Messaufnehmer mit Invarstab, der sich in einem Lichtschacht im Innenhof des Rathauses befand, an die geodätische Vermessung angebunden. Die Hauptachse der Messung verlief in Nord-Süd-Richtung parallel zu Pilotstollen und Fußgängertunnel. Das vorrangige Ziel der Schlauchwaagenmessungen lag insbesondere in der hochauflösenden Erfassung von Setzungsdifferenzen zwischen den einzelnen Messstationen. Die aktuellen Messergebnisse konnten jederzeit über einen im Erdgeschoss des Baustellenbüros installierten PC abgefragt werden. Das Rathaus muss hierzu nicht betreten werden.



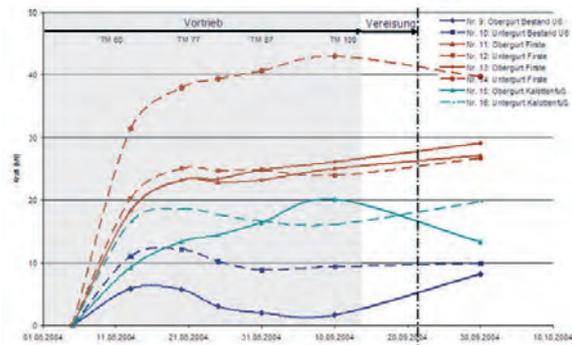
Schlauchwaagen-Nivellement / Referenzstation

gemessene Relativverformungen (in Gründungsebene Rathaus)

5.5 DMS-Messung an Ausbaubögen



DMS Messungen:
Ansicht Firste mit DMS-Messstellen



DMS Messungen: Zeitliche Entwicklung der Kräfte in den Bewehrungsstäben

Zur Ermittlung der zeitlichen Entwicklung der Normalkräfte in den Ausbaubögen wurden zwei Ausbaubögen mit DMS bestückt. Die Ausbaubögen sind im Querschnitt trapezförmige Gitterträger mit jeweils 2 Bewehrungsstäben \varnothing 25 mm als Ober- und Untergurt und einem Kopfplattenstoß in der Tunnelfirste. Beide Ausbaubögen wurden jeweils an 8 Stellen mit DMS bestückt. Die Messstellen wurden über dem Kalottenfuß, beidseits des Kopfplattenstoßes in der Tunnelfirste und neben dem Auflager auf dem Bestandsbauwerk der U6 jeweils auf einem Ober- und Untergurt des Ausbogens angeordnet. Die Messgitter wurden zu einer Vollbrücke mit Biegekompensation verschaltet. Nach dem Einbau zeigten die einzelnen Messstellen einen raschen Anstieg der Druckkräfte in den Bewehrungsstäben, welche sich nach ca. 10 Tagen verlangsamt und auf ein annähernd konstantes Niveau einstellten, aus welchem sich die Normalkräfte in der Tunnelschale mit ca. 1400 kN/lfdm abschätzen ließ, was in der Größenordnung gut zu den in der Statik ermittelten Kräften passt.

6 Zusammenfassung

Insgesamt kann festgestellt werden, dass sich der Einsatz der Baugrundvereisung zur Verfestigung und Firstsicherung bei der vorliegenden Baumaßnahme aus baubetrieblicher, wirtschaftlicher und terminlicher Hinsicht als vorteilhaft erwiesen hat.

Die Baugrundverformungen konnten erfolgreich minimiert werden. Die mit den Frosthebungen verbundenen Unwägbarkeiten wurden durch das wissenschaftliche Begleitprogramm soweit eingegrenzt, wie es der Stand von Wissenschaft und Forschung zuließ. Das zu erwartende Maß der Frosthebungen konnte dadurch vor Beginn der Vereisung abgeschätzt werden, eine vollkommen wissenschaftlich abgesicherte Prognose war jedoch nicht möglich und erforderte Begleituntersuchungen.

Die tatsächlich auftretenden Verformungen wurden vor Ort durch ein redundantes Messprogramm erfasst, wovon ein Teil durch die Firma Bögl und der verbleibende Teil im unmittelbaren Auftrag der Stadt München durch das Zentrum Geotechnik durchgeführt wurden. Die hinsichtlich der Baugrundverformungen getroffenen Prognosen konnten bestätigt werden.

Die Baumaßnahme ist ein gelungenes Beispiel für den Einsatz der kontrollierten Baugrundvereisung zur Bodenverfestigung mit dem Ziel der Verformungsreduzierung in dicht besiedelten innerstädtischen Gebieten. Sie ist außerdem ein Referenzbeispiel für die Zusammenarbeit zwischen einer Kommune, die hier als Grundstückseigner, Vorhabensträger und planende Behörde auftritt, einer innovativen mittelständischen Baufirma und einer Universität, welche mit leistungsfähigen Einrichtungen die wesentlichen Herausforderungen der Baumaßnahme auf der Grundlage wissenschaftlicher Untersuchungen beurteilend begleiten

konnte. Die erfolgreiche Erstellung des Bauwerks ist dabei Werk einer Gruppe von Menschen, insbesondere Bauingenieuren, die in gemeinsamer Anstrengung von Ausführenden, Planern und Sonderfachleuten auf der Seite sowohl des Bauherrn als auch der Firma Ideen einbrachten, verantworteten und umsetzten.

Grundwasserbedingte Probleme mit Düsenstrahl dichtsohlen - Beispiele aus Innsbruck -

Dr.-Ing. A. Schubert
Beratende Ingenieure für Geotechnik – Olching

Dipl.-Ing. S. Koslowski
Stump Spezialtiefbau GmbH – Ismaning

1 Einleitung

Von der Firma Stump Spezialtiefbau GmbH, Ismaning, wurden im Innsbrucker Raum bei drei größeren Bauprojekten (BTV, Medicent und ICT) Düsenstrahlsohlen zur Minimierung der anfallenden Wassermengen hergestellt. Die dortigen Grundwasserverhältnisse haben diese Arbeiten nachhaltig beeinflusst. Nachfolgend sollen diese Probleme angesprochen und – soweit möglich - Lösungsmöglichkeiten aufgezeigt werden.

2 Geologische und hydrologische Verhältnisse

Durch eine Bohrung im Bereich des Flughafens sowie durch seismische Untersuchungen ist belegt, dass die Lockergesteinsböden im Bereich des Inntals bei Innsbruck eine Mächtigkeit von bis zu 400 m aufweisen. Dabei handelt es sich um Terrassen aus quartären Sedimenten, die hier durch den Schwemmkegel der Sill geprägt sind. Wegen der Enge des Tals wird der Lauf und die Schuttfracht des Inns durch die Seitenbäche bestimmt. Damit ist mit einer ständigen Aufschotterung und erosiven Ausräumung zu rechnen, so dass insgesamt von äußerst heterogenen Verhältnissen ausgegangen werden muss. Zwar kann im Raum Innsbruck in größerer Tiefe von einer durchgehenden Seetonschicht ausgegangen werden, die hier als Grundwasserstauer dient, die darüber lagernden Talkiese und Talsande sowie in untergeordnetem Maße auch Seetone weisen aber auf engstem Raum stark wechselnde Kornzusammensetzungen auf.

Im Raum Innsbruck besitzt der oberste Grundwasserleiter eine Mächtigkeit zwischen 35 und 60 m und wird von der zuvor beschriebenen Seetonschicht, die als Grundwasserstauer dient, unterlagert. Darunter folgt ein zweiter Grundwasserleiter, der aber wesentlich tiefer ansteht. Vereinfachend können die Grundwasserverhältnisse im Bereich der drei Baugruben so dargestellt werden, dass das Grundwasser wenige Meter unter Gelände erreicht wird und Schwankungen von ca. 2 bis 3 m aufweist.

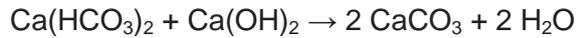
3 Grundwasserchemismus

Der Chemismus des Grundwassers ist durch eine große Carbonathärte gekennzeichnet. Entscheidend ist hierbei der Hydrogencarbonatgehalt, der z.B. durch die Reaktion eines Grundwassers, das Kalk lösende Kohlensäure in deutlichen Anteilen enthält mit Kalkstein nach der folgenden Gleichung gebildet wird:



Beim Herstellen der Düsenstrahlsohle wird während der Hydratation der Calciumsilikate des Zements Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) frei gesetzt. Dies führt zu einem Anstieg des pH-Werts des mit der Düsenstrahlsohle in Berührung kommenden Grundwassers auf Werte zwischen 12,5 und 13,5, also zu einem stark basischen (alkalischen) Wasser.

Kommt nun das Calciumhydrogencarbonat des harten kalkhaltigen Wassers mit dem basischen Wasser, und dem darin gelösten Calciumhydroxid in Berührung, fällt Kalk, also CaCO_3 gemäß der nachfolgenden Gleichung aus:



Diese Kalkausfällungen können die Wasserhaltung erheblich beeinträchtigen, was bei allen drei Projekten in Innsbruck, bei denen eine Düsenstrahlsohle ausgebildet wurde, nachhaltig der Fall war. Beispielhaft sei hier anhand des Bildes 1 gezeigt, das belegt, dass diese Kalkausfällungen auf der Baustelle BTV praktisch zum Kollaps der Versickerung geführt haben.

Bei den beiden weiteren Baustellen (Medicent und ICT) waren diese Kalkausfällungen mengenmäßig zwar etwas reduzierter, was vor allem auf die geringere anfallende Wassermenge zurückzuführen war, doch waren auch hier erhebliche Probleme mit diesen Kalkausfällungen verbunden. Eine wirksame Gegenmaßnahme lässt sich kaum finden. Die wohl sinnvollste Maßnahme besteht darin, das Grundwasser in den ersten ein bis zwei Wochen nicht zu versickern, sondern in die öffentliche Kanalisation einzuleiten.



Bild 1: Kalkausfällungen im Grundwasser

Damit lassen sich aber Verkalkungen der Unterwasserpumpen, der Leitungen und Wasseruhren etc. nicht vermeiden. Günstig wirkt sich auf jeden Fall aus, wenn möglichst wenig Wasser der Baugrube Zutritt, weil dann rein mengenmäßig die Kalkausfällung begrenzt ist. Letztlich wird diese Reaktion erst dann beendet, wenn das gesamte verfügbare Calciumhydroxid ($\text{Ca}(\text{OH})_2$) verbraucht ist und dann der pH-Wert des Wassers wieder auf ca. 9 abfällt.

4 Ausführungstechnische Probleme als Folge hoher Fließgeschwindigkeiten des Grundwassers

Bei der Baustelle Medicent kam es zu erheblichen ausführungstechnischen Problemen beim Herstellen der Düsenstrahlsohle. Um die Vorgänge bei der Baustelle Medicent besser begreifen zu können, muss kurz deren Vorgeschichte erläutert werden. Nachdem die Aufschlussbohrungen gezeigt hatten, dass bei vier der fünf Bohrungen in einer mittleren Tiefe von 16 bis 18 m unter Gelände Seetone anstehen, war zunächst geplant, die drei Untergeschosse im Schutze einer Wasserhaltung mit Schwerkraftbrunnen herzustellen. Schon einen Tag nach Inbetriebnahme dieser Wasserhaltung wurden an dem benachbarten städtischen Bauhof Risse festgestellt. Kurz danach kam es dann zu einem Absacken der

Spundwand um ca. 0,5 m als Folge eines hydraulischen Grundbruchs. Die Baustelle wurde darauf hin eingestellt und eine Lösung mit einer Düsenstrahlsohle konzipiert, mit deren Ausführung die Firma Stump beauftragt wurde (Bild 2).



Bild 2: Ausbildung eines Grundwassertrogs durch Anordnung einer Düsenstrahlsohle

Bei dieser Lösung sollte die Düsenstrahlsohle bei der Ausbildung des 3. Untergeschosses mittels Gewi-Pfählen gegen Auftrieb gesichert werden. Die Herstellung der Düsenstrahlsohle erfolgte zwischen dem 07.10. und 11.11.2002 und am 07.12.2002 wurde die Wasserhaltung erneut in Betrieb genommen. Am 10.01.2003 kam es dann zu einem hydraulischen Sohlaufbruch (Bild 3), der zunächst nicht erklärbar erschien.



Bild 3: Hydraulischer Sohlaufbruch

Nach der Ausführung einer größeren Anzahl schwerer Rammsondierungen konnte jedoch eindeutig festgestellt werden, dass in Teilbereichen die Düsenstrahlsohle nicht vorhanden war.

Die Probensäulen hatten gezeigt, dass ein Säulendurchmesser von 3,3 m problemlos hergestellt werden konnte (Bild 4), so dass das Säulenraster für die Sohle mit 2,6 x 2,1 m gewählt worden war.



Bild 4: Probesäule, Säulendurchmesser 4 m

um sicherzugehen, dass diese Sohlaufbrüche nicht auf unzureichende Reichweiten zurückzuführen sind, wurde die Nachdüsung unterhalb der planmäßigen Gründungssohle so angeordnet, dass die Bohrungen generell in die Säulenzwickel gelegt wurden und hier lediglich von einem Säulendurchmesser von 2 m ausgegangen wurde. Trotz dieses Sanierungsversuchs war auch anschließend die Dichtwirkung der Sohle nicht ausreichend. Kernbohrungen haben gezeigt, dass zumindest örtlich anstelle der planmäßig 1,5 m dicken Sohle im Sanierungsbereich bereichsweise die Dichtsohle überhaupt nicht oder wenigstens nur in Fragmenten nachgewiesen werden konnte (Bild 5).



Bild 5: Kernbohrung durch die Düsenstrahlsohle

5 Ursachenforschung

Nachdem offensichtlich die Suspension verfrachtet wurde und die Undichtigkeitsstellen auf keinen Fall ausschließlich durch die Vorgeschichte (hydraulischer Grundbruch) der Baustelle erklärt werden konnten, wurde die Strömungsgeschwindigkeit des Grundwassers außerhalb der Baugrube in Pegelbohrungen in Höhe der planmäßigen Dichtsohle über Flowmeter- und

Salinitätsmessungen überprüft. Bei der Flowmetermessung wird eine Flügelsonde (Flowmetersonde) mit einer konstanten Fahrgeschwindigkeit in die mit einem Filter ausgebaute Bohrung von oben nach unten abgefahren und dabei kontinuierlich die Umdrehungszahl des Messflügels aufgezeichnet. Damit können verschiedene Fließhorizonte und deren Ergiebigkeit nachgewiesen werden.

Bei der Salinitätsmessung (Messung des Salzgehalts) wird das Wasser aus der Bohrlochsohle abgesaugt, über ein Vorratsbecken geleitet und von dort dem Bohrloch oben wieder zugeführt. In diesem Vorratsbecken befindet sich eine Messsonde, die die Salinität kontinuierlich aufzeichnet. Zunächst wird damit die Salinität im Bereich der Bohrung bestimmt. Dann wird dem Vorratsbecken Kochsalz zugegeben, bis sich durch den ständigen Austausch des Wassers im Bohrloch die Salzlösung gleichmäßig in der Bohrung verteilt hat.

Bei der weiteren Beobachtung der Salinität unter fortwährendem Umpumpen zeigt sich ein kontinuierlicher Rückgang der Salinität, der darauf schließen lässt, dass Teile des Wassers durch die horizontale Strömung ausgetauscht werden. Die Geschwindigkeit der Querströmung lässt sich dann über eine Mischungsrechnung ermitteln.

Eine andere Art der Bestimmung der Fließgeschwindigkeit könnte z.B. durch radiometrische Versuche durchgeführt werden, die gleichfalls eine Bestimmung der horizontalen Fließgeschwindigkeit ermöglichen.

Die Messungen haben ergeben, dass zumindest bereichsweise horizontale Fließgeschwindigkeiten von bis zu 39 m/Tag gemessen wurden, bei einem ansonsten üblichen Durchschnittswert von 1 bis 2 m/Tag. Die Verfrachtung der Suspension dürfte also mit einiger Wahrscheinlichkeit auf diese bereichsweise extrem hohen horizontalen Fließgeschwindigkeiten zurückzuführen sein.

Bei der vorliegenden Baustelle hatte diese unzureichende Ausbildung der Düsenstrahlsohle bittere Folgen. Es musste auf die Ausbildung des 2. und 3. Untergeschosses verzichtet werden (Bild 6).



Bild 6: Baustelle Medicent, Gründungssohle in Höhe 1. UG

Somit entstand neben der erheblichen Bauzeitverzögerung ein zusätzlicher großer materieller Schaden. Als Konsequenz aus diesem Schadensfall wird heute von der Stadt Innsbruck eine solche Messung der horizontalen Fließgeschwindigkeit vor Ausführung einer Düsenstrahlsohle zur Auflage gemacht.

Bei dem dritten und letzten von der Firma Stump in Innsbruck durchgeführten Bauprojekt mit einer Düsenstrahlsohle (Baustelle ICT) wurde diese Messung der Strömungsgeschwindigkeit vorab durchgeführt (Bild 7). Aufgrund der Messungen wurde die Dichtsohle um 1 m höher gelegt und anschließend problemlos hergestellt.

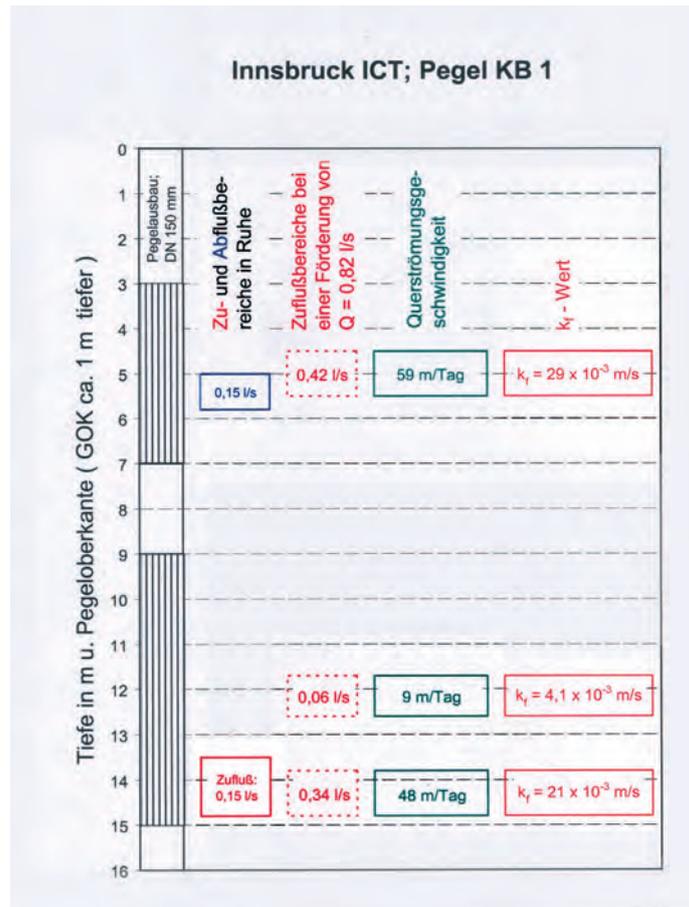


Bild 7: Baustelle ICT, Ergebnisse der Flowmeter- und Salinitätsmessungen

Sicherlich kann diese zumindest bereichsweise extrem hohe horizontale Fließgeschwindigkeit des Grundwassers nur mit der speziellen geologischen Situation der Stadt Innsbruck erklärt werden. Hier findet wegen der äußerst heterogenen Kornzusammensetzung des Aquifers nur in Teilbereichen eine nennenswerte Strömung statt. Diese ist dann aber ganz offensichtlich in diesen durchlässigeren Schichten so groß, dass eine fachgerechte Herstellung und Ausbildung einer Düsenstrahlsohle erheblich erschwert werden kann.

Maßnahmen zur Baugrundverfestigung im Vorhof des Schlosses Schwerin

Dipl.-Ing. Guido Stephan
Bilfinger Berger AG
Niederlassung Spezialtiefbau
Geschäftstelle Erfurt

Dipl.-Ing. Ulrich Leubecher
Bilfinger Berger AG
Niederlassung Spezialtiefbau
Geschäftstelle Erfurt

1 Baugeschichte

Das Schweriner Schloss, in herrlicher Lage auf einer Insel im Schweriner See errichtet, gehört zu den bedeutendsten Bauten des Historismus in Europa. Zu Recht wird es als das „Märchenschloss des Nordens“ bezeichnet.



Bild 1: Schlossansicht von der Stadtseite

Die erste urkundliche Erwähnung über eine Grenzburg auf der heutigen Schlossinsel erfolgte bereits im Jahre 973. Bis zur Eroberung durch Heinrich den Löwen im Jahre 1160 diente die Schweriner Burg als slawische Grenzburg. Unter Heinrich dem Löwen entstand auf der Insel im Schweriner See eine deutsche Burg für die Grafen von Schwerin. Vom 14. Jahrhundert bis 1918 war die Burg die Residenz der Herzöge und Großherzöge von Mecklenburg – Schwerin.

Im 16. Jahrhundert erfolgte die Errichtung der ersten echten Schlossbauten, bei denen zugunsten einer höchsten Wohnansprüchen genügenden Gestaltung jegliche Rücksicht auf etwaige Verteidigungsfunktionen unterblieben. Da das Schloss trotz seiner Insellage zusätzlicher Verteidigungsanlagen bedurfte, sind um die Mitte des 16. Jahrhunderts wahrscheinlich durch italienische Festungsbaumeister, die Bastionen im Nordwesten, Südosten und –westen angelegt worden, die später noch mehrfach geändert wurden, sich aber bis heute erhalten haben.

Nach den Plänen des niederländischen Baumeisters Ghert Evert Pilot wurden zwischen 1635 und 1643 das Haus über der Schlossküche und das Haus über der Schlosskirche aufgestockt und erhielten Fassaden im Stile der niederländischen Renaissance.

In den Jahren 1842 – 1857 erfolgte nach Plänen des Hofbaumeisters Georg Adolph Demmler eine tiefgreifende Umgestaltung der historischen Anlagen auf der Schlossinsel. Dieser Umbau sollte sich auf die gesamte Anlage erstrecken. Nur die vier historischen Schlossbauten aus dem 16. und 17. Jahrhundert auf der Seeseite wurden verschont.

Im Bereich des heutigen Hauptportals befanden sich vor dem Umbau um 1845 Teile mehrerer Gebäude. Dabei handelt es sich um Teile vom Zeughaus, der Hauptwache, der Arrestzellen, des Galeriehauses und des Unterbaus des Pilot'schen Treppenturmes. Im Bereich des Vorhofes und des rechten Eckturmes des Hauptportals befanden sich vor dem Umbau um 1845 Bastionsmauern und Befestigungswälle. Die damalige Uferlinie verlief etwa durch den Südflügel und den Mittelflügel des Vorhofes.

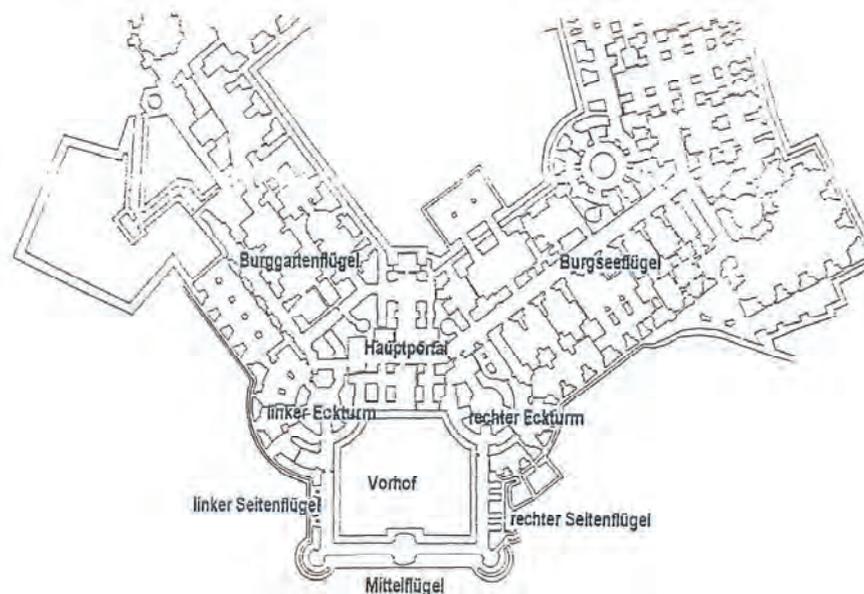


Bild 2: Grundriss Hauptportal mit Vorhof

Der Vorhof und das Hauptportal in ihrer heutigen Form sind während der Umbauarbeiten durch den Hofbaumeister Georg Adolph Demmler um 1850 entstanden. Entsprechend den Demmlerschen Rammplänen sind Vorhof und Hauptportal einheitlich und durchgehend auf einem einfachen bis doppelten Rostwerk mit Holzpfählen gegründet.

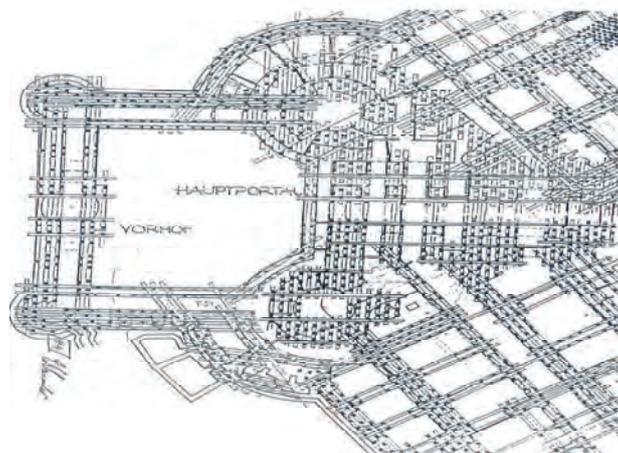


Bild 3: Demmler'sche Rammpfahlgründung

2 Baugrund- und Gründungsverhältnisse

Die typische Baugrundsichtung der Schlossinsel mit dem Sandrücken, der kriechfähigen Weichschicht und der darüber liegenden Auffüllung ist im Bereich des Hauptportals und des Vorhofes ebenfalls vorhanden. Der Unterschied zu den anderen Gebäudeteile, die sich im zentralen Bereich der Schlossinsel befinden, besteht darin, dass durch die Lage am Rande der Insel, der Sandrücken steiler in Richtung See einfällt und deshalb die Mächtigkeit der Mulde- und Auffüllungsschicht auf einem relativ kleinen Abschnitt stark zunimmt.

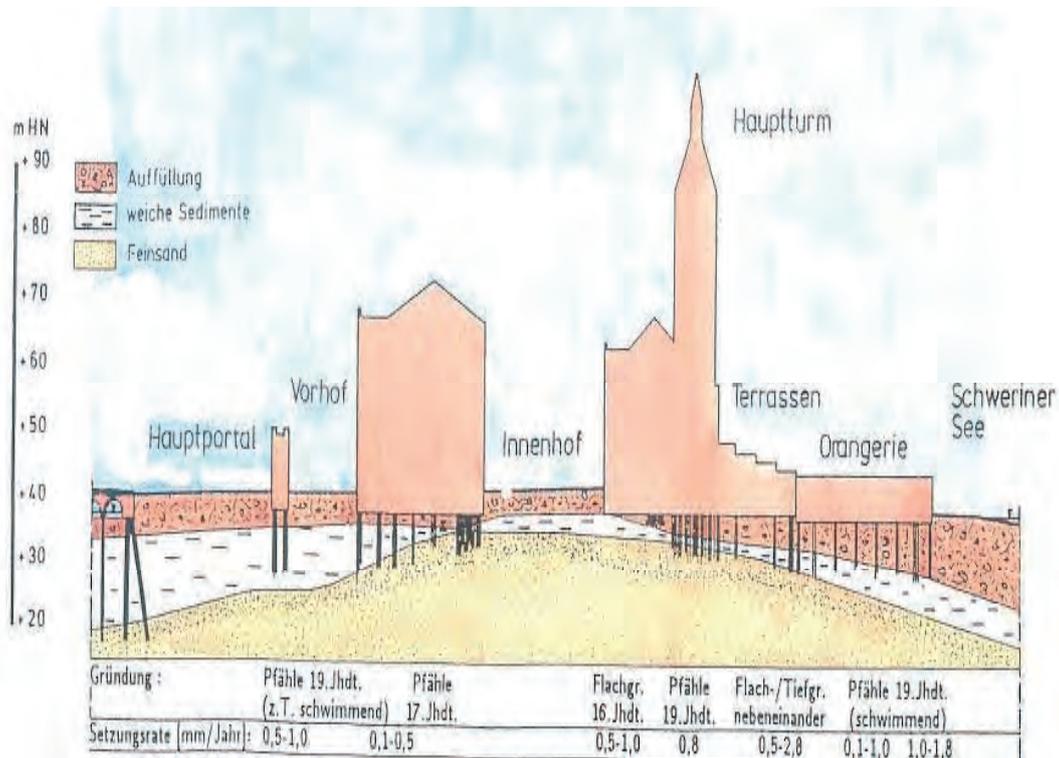


Bild 4: Schnitt Baugrundsichtung Schlossinsel

Die **Auffüllung** besteht im Bereich des Hauptportals und des Vorhofes hauptsächlich aus Feinsand mit Beimengungen von Schluff, Kies, Torf, Holz sowie Ziegel- und Mauerresten. Die Mächtigkeit der Auffüllung unter der Gründungssohle des Vorhofes steigt von etwa 1,0 m am linken bzw. rechten Eckturm auf etwa 5 m am Mittelflügel des Vorhofes an.

Torf, Mulde, Seesand-Weichschicht

Unter der Auffüllung befindet sich eine Schicht aus Torf, Torfmulde, Kalkmulde und Seesand. Diese sogenannte Weichschicht erreicht an der Innenhofseite des Hauptportals eine Schichtmächtigkeit von ca. 1,0 m. Diese Mächtigkeit der Weichschicht vergrößert sich bis zur seeseitigen Vorderkante des Seitenflügels des Vorhofes. Im mittleren Teil des Mittelflügels des Vorhofes erreicht die Weichschicht auf Grund der geringen Auffüllungsmächtigkeit eine Mächtigkeit von 8,0 m.

Beckenton, Beckenschluff, Beckensand – tragfähige Schicht

Der Abstand zwischen Gründungssohle und tragfähiger Schicht schwankt zwischen 3,5 m und ca. 10,5 m

Entsprechend dem Demmlerschen Rammplan befindet sich unter dem gesamten Hauptportal eine Holzpfahlgründung mit Rostwerk. Der mittlere Pfahlabstand beträgt 0,8 m. Die Länge der Pfähle ist nicht bekannt. Aus historischen Unterlagen ist bekannt, dass die verwendeten Pfähllängen am Schweriner Schloss zwischen 7,0 – 14,3 m liegen. Aus allgemeinen Kenntnissen und bisherigen Ergebnissen an Holzproben, ist von einer mittleren Verringerung

der festigkeitsbeschreibenden Parameter von ca. 5% über 150 Jahre auszugehen. Damit ist die innere Tragfähigkeit der Holzgründungskonstruktion weiterhin gewährleistet.

Bei einer angenommenen Pfahlänge von 7 – 14 m muss bei der vorliegenden Baugrundsichtung davon ausgegangen werden, dass drei grundsätzlich verschiedene Lastableitungsprinzipien möglich sind.

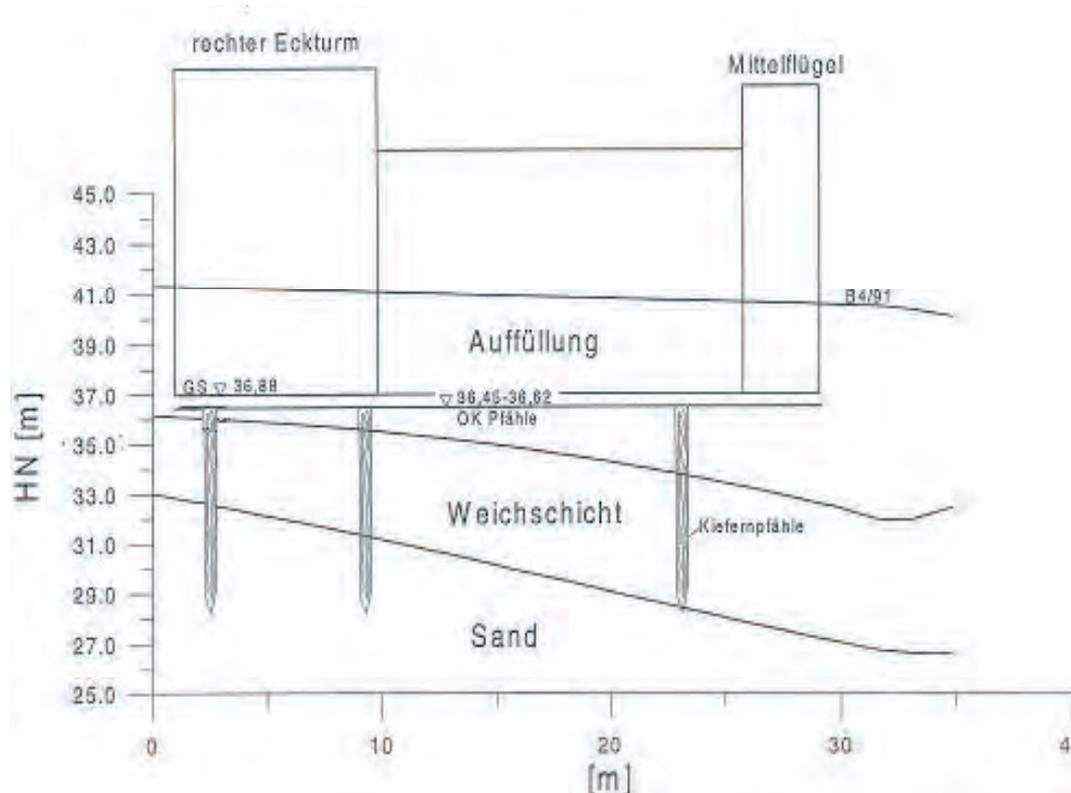


Bild 5: Varianten Pfahlgründung unter dem Vorhof

Stehende Pfahlgründung: Hauptportal, Rechter Eckturm

Die Pfähle binden mit ausreichender Länge in den tragfähigen Sand ein. Die Lastableitung erfolgt überwiegend über Mantelreibung.

Teilweise schwebende Pfahlgründung: linker Eckturm, teilweise echter/linker Seitenflügel

Die Pfähle binden nicht mit ausreichender Länge in die tragfähige Schicht ein, um alle vorhandenen Kräfte in den Baugrund abzuleiten. Ein Teil der Last wird wahrscheinlich über die Sohlfläche der Fundamente und der Bohlenkonstruktion in die nicht tragfähige Auffüllung und die Weichschicht übertragen. Als Folge dieser nicht ausreichend vorhandenen äußeren Tragfähigkeit stellen sich geringe Setzungen ein.

Schwebende Pfahlgründung:

Die Pfähle binden nicht in die tragfähige Schicht ein. Die Lastableitung erfolgt innerhalb der nicht tragfähigen Schichten. Ein großer Teil der Last wird über die Sohlfläche der Fundamente und der Bohlenkonstruktion in die stark zusammendrückbare Auffüllung und Weichschicht übertragen. Als Folge dieser geringen äußeren Tragfähigkeit stellen sich größere Setzungen im Vergleich zur teilweise schwebenden Pfahlgründung ein.

3 Setzungen und Schäden

Im Bereich des Hauptportals und des Vorhofes gibt es inzwischen eine große Zahl von Setzungsbeobachtungspunkten. Der älteste Punkt ist an der Ecke zwischen dem Mittelflügel und dem rechten Seitenflügel des Vorhofes; an diesem Punkt wurde die Nullmessung schon 1950 durchgeführt.

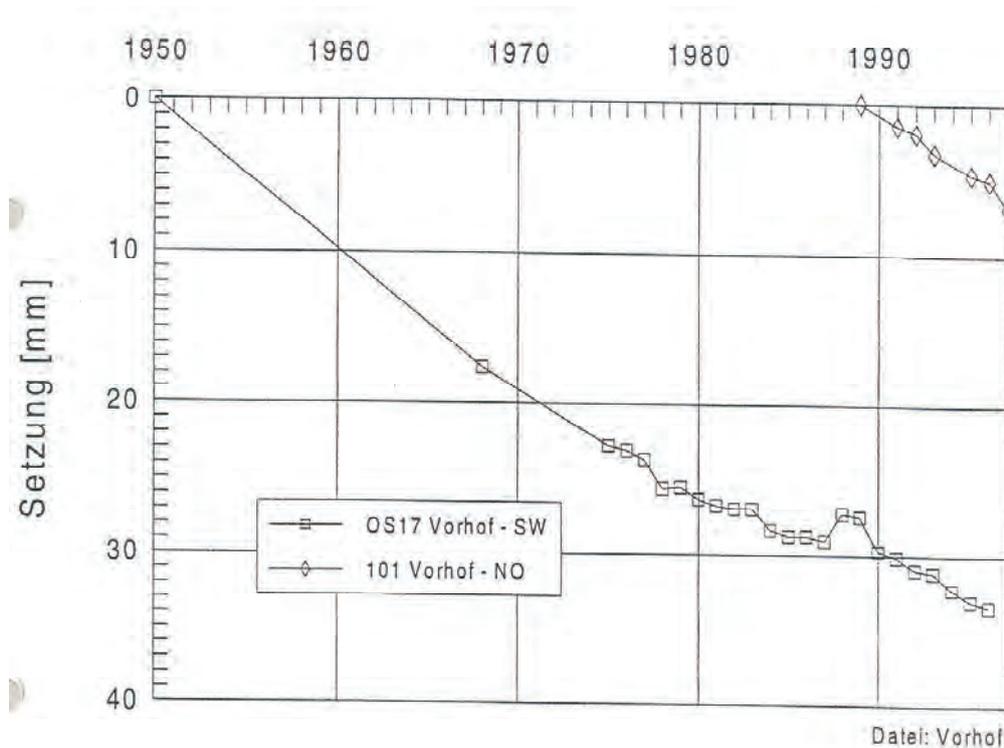


Bild 6: *Setzungsverläufe zweier ausgewählten Messpunkte*

Durch ein jährlich einmal ausgeführtes geodätisches Nivellement wird seit 1974 das Setzungsverhalten des Hauptportals und des Vorhofes erfasst. Die Messpunkte wurden zwischen 1974 und 1994 installiert, so dass Ergebnisse aus 4 – 24 Wiederholungsmessungen zur Verfügung stehen.

Die jährlichen mittleren Setzungsraten liegen zwischen 0,0 und 0,8 mm/a. Die geringsten Setzungsraten ergeben sich mit 0,0 – 0,3 mm/a für den rechten Eckturm. Der linke Eckturm zeigt dagegen schon Setzungsraten von 0,6 – 0,8 mm/a. Das Hauptportal zeigt von der rechten zur linken Seiten eine Zunahme der Setzungsraten von 0,3 auf 0,6 mm/a entsprechend den Setzungsunterschied der beiden Ecktürme.

Vom rechten Eckturm zur seeseitigen Vorderkante des rechten Seitenflügels erhöht sich die Setzungsrate von 0,2 auf 0,8 mm/a. Vom linken Eckturm zur seeseitigen Vorderkante des linken Seitenflügels erhöht sich dazu im Vergleich die Setzungsrate von 0,7 auf 0,9 mm/a. Im mittleren Teil des Mittelflügels geht die Setzungsrate auf 0,2 – 0,4 mm/a zurück.

Es ist davon auszugehen, dass die gemessenen Setzungsraten fast ausschließlich auf Kriechen der Weichschichten beruhen. Setzungen infolge von biologischem Holzabbau – ebenfalls durch Bakterien unter Wasser – sind demgegenüber bei diesem Gebäudeteil vernachlässigbar. Das Kriechen der Weichschicht im Bereich des Vorhofes, wird überwiegend durch das Gewicht der hier sehr dicken Auffüllung verursacht.

4. Statisches Konzept – Weiches Abbremsen der Kriechsetzungen mit Düsenstrahlsäulen

Die Erfahrung aus der Vergangenheit zeigten, dass die Setzungen am Vorhof zu auffallenden Rissen in der umlaufenden Konstruktion über den Säulen führten. Diese Risse - wenn sie auch zuerst nur Schönheitsfehler darstellten – ebenso wie häufige Reparaturarbeiten an dieser Stelle des Schlosses sind wegen des regen Verkehrs von aufmerksamen Publikum unerwünscht; sie stören zu sehr das Erscheinungsbild. Daher war es angeraten Sanierungsmaßnahmen an der Gründung vorzunehmen mit dem Ziel, Setzungsschäden künftig zu vermeiden.

Mit dem Düsenstrahlverfahren werden durch Bohrungen neben den Grundmauern des Vorhofgebäudes und außerhalb der vorhandenen Holzpfahlgründungen starre Säulen aus zementverfestigtem Boden hergestellt, die mit einem kurzen Kopfstück in der Unterseite der Auffüllung stecken, durch die Weichschicht hindurch reichen und mit dem Fuß in den Sandrücken einbinden.

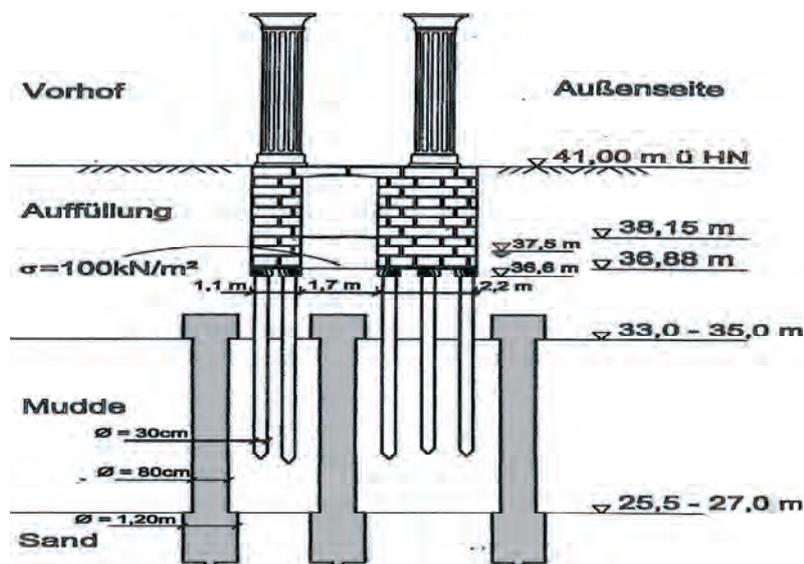


Bild 7: Konzeption Nachgründung

Durch das Herstellungsverfahren ist es bedingt, dass die Säulen am Kopf und am Fuß dicker werden als im Schaftbereich in der Muddeschicht. Diese Verdickungen an den Enden sind vorteilhaft für die Tragwirkung.

Die erdstatische Wirkung dieser Säulen ist die folgende: Wenn die Kriechsetzungen der Weichschicht nach Einbau der Säulen weitergehen, werden die Säulen mit dem Kopf in die Auffüllung und mit dem Fuß in den Sandrücken gedrückt. Durch den dadurch entwickelten Widerstand entsteht in jeder Säule eine Längskraft, die die Auffüllungsschicht stützt. Um die Summe der Säulenkräfte wird die Weichschicht entlastet, die bisher allein die Auffüllung und das Gebäude getragen hat. Die Abnahme der senkrechten Spannungen in der Weichschicht bewirkt, dass die Kriechsetzungsrate abnimmt. Mit der Zeit wird ein Gleichgewichtszustand erreicht, in dem die Säulenkräfte konstant bleiben und die Kriechsetzungen gegen Null abgeklungen sind.

Mit den folgenden 3 Nachweisen wurde bewiesen, dass durch die beschriebene Maßnahme der gewünschte Erfolg eintreten wird:

- 1) Aufgrund der viskosen Eigenschaften der Weichschicht und der Steifigkeit der Einbindungen der Säulen am Kopf und am Fuß wurden die zeitlichen Entwicklungen der Setzungsraten und der Säulenkräfte berechnet. Das Ergebnis war eine Prognose der

Zeit, in der die Setzungen zur Ruhe kommen werden und die Größe der Setzungen, sowie der Kräfte, die von den Säulen schließlich aufgenommen werden müssen.

- 2) Die Säulen stanzen sich von unten in die Auffüllung ein. Es wurde nachgewiesen, dass dieser Einstanzwiderstand mit ausreichender Sicherheit größer ist als die nach 1) berechneten Säulenkräfte. Die Dicke der Auffüllung unterhalb der Fundamentsohle muss ausreichend groß sein, als Voraussetzung dafür, dass dieser Einstanzwiderstand auch die Fundamente stützt. Der Eindringwiderstand der Säulen am Fuß brauchte nicht nachgewiesen werden; denn die Einbindetiefen der Säulen in den Sandrücken lässt sich ohne Schwierigkeiten so groß ausführen, dass der Eindringwiderstand am Fuß deutlich größer ist als derjenige am Kopf.
- 3) Es war nachzuweisen, dass die Säulen die nach 1) berechnete Belastung mit ihrer inneren Tragfähigkeit aufnehmen können. Dabei war zu der nach 1) berechneten Belastung noch ein Anteil hinzuzurechnen, der durch das Aufhängen der Auffüllung außerhalb des unterstützten Bereichs an den Bodenkörper über den Säulen entstehen kann.

Die durchgeführten Berechnungen haben ergeben, dass die drei Forderungen erfüllt werden können.

Eine ausreichende Stabilisierung der Gründung wird nach den Vergleichsberechnungen mit einer Anordnung von drei parallelen Säulenreihen und einem durchschnittlichen Säulenabständen von 3 m x 3 m erzielt. Mit dieser Anordnung werden die bisherigen Setzungsraten von bis zu 0,87 mm pro Jahr so abgebremst, dass in den nächsten 20 Jahren noch höchstens 8 mm Setzung, von 20 bis 50 Jahren weitere 4 mm und von 50 bis 100 Jahre ebenfalls weitere 4 mm Setzung entstehen.

4 Praktische Ausführung

Auf der Grundlage des statischen Konzeptes plante das Büro für Baukonstruktion Karlsruhe die Säulenordnung für die Ausführung. Mit dem berechneten mittleren Säulenraster von 3 m x 3 m wurden 120 Stück Einzelsäulen außerhalb der Fundament und Holzpfahlgründungen vorgesehen. 38 Stück Säulen wurden direkt im Innenhof angeordnet, 43 Stück Säulen im Außenbereich um den Vorhof und 31 Düsenstrahlsäulen sollten aus dem Kellerbereich unter dem umlaufenden Säulengang hergestellt werden. Die max. Bohrtiefe im Außenbereich betrug 21 m und die Länge der Düsenstrahlsäulen war entsprechend der Baugrunduntersuchungen und der Dicke der Weichschicht für jede Säule vorgegeben. Aus dem Kellergang mussten mit einem Kellerbohrgerät mit den maximal zu verwendenden Gestängelängen von 0,50 m noch Bohrtiefen von 16 m bewältigt werden.

Der Ausführungs- und Bestandsplan zeigt insgesamt 138 Düsenstrahlsäulen. Zu den 120 Stück planmäßigen Säulen kamen 5 Stück Probesäulen, 8 Stück baugrundbedingte Zusatzsäulen außerhalb des Vorhofes vor dem Mittelflügel und 5 Stück Ersatzsäulen (Zementfehllieferung) im linken Teil des Innenhofes.

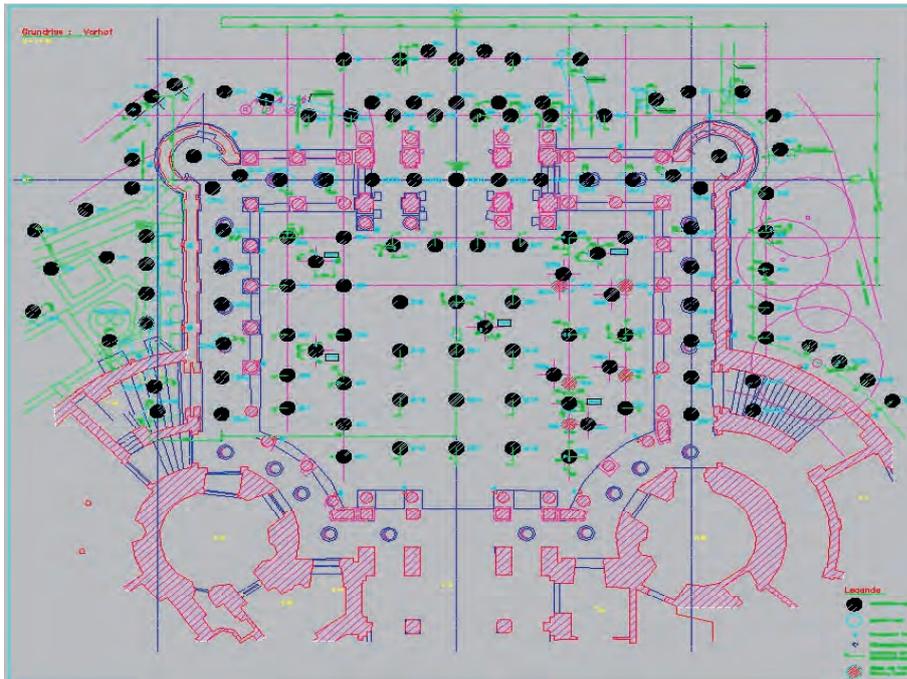


Bild 8: Ausführungs- und Bestandsplan

Für die Herstellung der Düsenstrahlsäulen und die Herstellung der Probesäulen gab es seitens der Tragwerksplanung konkrete Vorgaben:

Es ist damit zu rechnen, dass im Baugrund, in dem die Düsenstrahlsäulen herzustellen sind, vorhandene organische Substanzen (Torf, durch Pilze biologischzersetzes Holz von früheren Gründungskonstruktionen und historischen Wallanlagen), das Abbinden des Zementes behindern und die Endfestigkeit mindern. Um dennoch die geforderte Festigkeit zu erzielen, sind die Säulen nach Absprache in zwei Schritten herzustellen. Im ersten Schritt wird die Säule mit dem geforderten Durchmesser geschnitten und mit Zementsuspension aufgefüllt. Im zweiten Schritt, der nach ca. 24 Stunden durchgeführt wird, wird die Säule mit geringerem Druck des Schneidstrahles wieder aufgeschnitten und das mit organischer Substanz durchsetzte Material herausgespült und durch frische Zementsuspension ersetzt. Der Druck des Schneidstrahles beim zweiten Schritt ist so zu wählen, dass nicht erneut organischer Boden am Rand der Säule erodiert wird und in die Säule gelangt.

Die Einstellparameter für die Düsenstrahlsäulen am Vorhofgebäude müssen so gewählt werden, dass die statisch erforderliche Säulendicke und Festigkeit im Bereich der Mude erzielt werden. Diese Einstellparameter werden für die gesamte Säulenlänge einschließlich der Einbindestrecken in die Auffüllung und den Sandrücken konstant gehalten. Dadurch werden der Kopf und der Fuß einen größeren Durchmesser (geschätzt mindestens 1,20 m) als der Schaft in der Muddeschicht (Durchmesser = 0,80 m) erhalten.

In Abstimmung mit der Tragwerksplanung wurden insgesamt 5 Stück Probesäulen an vorgegebenen Ansatzpunkten hergestellt. An 2 Probesäulen wurde der geplante Nachschnitt nicht ausgeführt, um eine Aussage zur Säulenqualität ohne Nachschnitt zu erhalten.

Bei der Probesäulenherstellung wurden die Herstellparameter, wie Düsendurchmesser der Schneiddüse, Wasserdruck des Schneidstrahles, Dreh- und Ziehgeschwindigkeit des Bohrgestänges sowie die Zementmenge, variiert.

Der dabei erzielte Säulendurchmesser wurde mit der Reichweitenmessung nach dem Hydrophonverfahren Bilfinger Berger AG nachgewiesen.

Mittels Kernbohrungen aus den Probesäulen wurden Probekerne gewonnen, an denen neben einer visuellen Beurteilung der Homogenität der Säulenstruktur auch die Festigkeit von 3 N/mm² nachgewiesen wurde.

Der Bohrkern 1 aus der Probesäule 4, im Tiefenbereich von 9,0 bis 14 m, zeigt die Strukturunterschiede in den verschiedenen Bodenschicht und bei unterschiedlichen Herstellbedingungen. Insbesondere ist der Übergangsbereich Vorschnitt – Nachschnitt zu erkennen.



Bild 9: Bohrkern 1 aus Probesäule 4

An dem nachfolgen Bohrkern wurde direkt der Übergangsbereich vom Vorschnitt zum Nachschnitt aufgeschlossen. Es ist deutlich zu sehen, wie der Schneidstrahl in den bereits ausreichend verfestigten Bereich des Säulenkörpers eingedrungen ist. Am Abstand der Wellenlinie lässt sich die Ziehgeschwindigkeit ermitteln.



Bild 10: Bohrkern mit Nachschnittprofil

Mit dem Bohrkern 1 aus der Probesäule 3a, hergestellt ohne Nachschnitt, konnte der Nachweis erbracht werden, dass die Düsenstrahlsäulen unter diesen Bodenbedingungen und entsprechenden Herstellparametern eine ausreichende Homogenität und Festigkeit erreichen.



Bild 11: Bohrkern 1 aus Probesäule 3a

Die Baustelleneinrichtung für die Düsenstrahlarbeiten befand sich direkt vor dem Schloss an der Zufahrtsstraße, die täglich von den Mitarbeitern des Landtages und zahlreichen Touristen frequentiert wurde.

Für die Düsenstrahlarbeiten im Innenhof und Außenbereich des Vorhofes kam ein Bohrgerät Typ Klemm KR 806 mit einem 18 m Mast zum Einsatz. Das hatte den Vorteil, dass nur noch bei den tiefsten Säulen zusätzlich Gestängelängen aufgelegt werden mussten.



Bild 12: Bohrarbeiten im Innenhofbereich

Für die Herstellung eines Teils der Düsenstrahlsäulen im Kellergang konnten Lichtöffnungen im Bereich des Säulenganges genutzt werden. Diese Arbeiten wurden mit einem Bohrgerät Klemm MR 704 – E mit Mastverlängerung ausgeführt.



Bild 13: Herstellung von Kellersäulen durch die Lichtöffnungen im Säulengang

Direkt im Kellergang konnte nur noch mit dem Kellerbohrgerät Klemm MR 500 gearbeitet werden. Dieses wurde bei gleichzeitiger Absicherung über die Zugangstreppe in den Kellergang gefahren.



Bild 14: Umsetzung Kellerbohrgerät MR 500 über die Treppe in den Kellergang

Bei der Herstellung der Düsenstrahlsäulen im Kellergang wurde ungewollt der Nachweis erbracht, dass das Schloss tatsächlich auf Holzpfählen gegründet ist. Aus dem Bohrkanal ist ein alter Gründungspfahl mit einer Länge von ca. 2,50 m aufgestiegen. An diesem war gut zu erkennen, dass das Holz in seiner Grundstruktur intakt ist. Die sichtbaren Beschädigungen sind auf die mechanische Bearbeitung durch das Bohrwerkzeug bzw. den Hochdruckschneidstrahl während der DSV-Arbeiten zurückzuführen.



Bild 15: *Holzpfehl im Rückfluss*

5. Qualitätskontrolle

Die Qualitätskontrolle wurde mit den folgenden Maßnahmen sicher gestellt:

- a. Eingangskontrolle Zement und Bildung von Rückstellproben des Liefermaterials, als auch der Frischsuspension
- b. Elektronischer Reichweitentest zum Nachweis des erforderlichen Säulendurchmessers an den Probesäulen
- c. Überwachung des Erstarrungsverhaltens der Düsenstrahlkörper
- d. Bohrlochvermessung an allen hergestellten Bohrungen
- e. Umfangreiche Kontrollkernbohrungen
- f. Druckfestigkeitsbestimmung an gewonnenen Bohrkernen
- g. Datenerfassung nach DIN 18321

a. Welche Bedeutung die Zementeingangskontrolle und die Bildung von Rückstellproben hat, wurde bei diesem Bauvorhaben besonders deutlich. Obwohl durch technische Kontrollmechanismen Fehlhandlungen ausgeschlossen werden sollen, ist es durch menschliches Fehlverhalten zu einer Fehllieferung Zement gekommen. Trotz exakter Produktbezeichnung auf dem Lieferschein, konnte es passieren, dass beim ein anderes Produkt, mit geringeren Festigkeitseigenschaften in das Silofahrzeug gelangte. Bereits Rückstände im Sieb bei der Suspensionsherstellung sowie Veränderungen von Farbe und Konsistenz beim Rückfluss waren Anzeichen für ein Produktfehler. Mit den Rückstellproben konnte der Nachweis einer Fehllieferung geführt werden, was die Herstellung von 5 Zusatzsäulen notwendig machte.

b. Die Baugrundverhältnisse der Schlossinsel (Tiefenlage der Weichschicht, Grundwasserhältnisse, örtliche Gegebenheiten) machten es unmöglich die Probesäulen freizulegen, um diese visuell zu begutachten. Für den Nachweis der Säulendurchmesser bei der Herstellung der Probesäulen wurde deshalb der Reichweitentest nach dem Hydrophonverfahren Bilfinger Berger AG eingesetzt. In den angestrebten Durchmessern von 0,80 m und 1,20 m wurden Pegelbohrungen abgeteuft, die mit einem wassergefüllten Stahlrohr ausgebaut

wurden. In dieses Pegelrohr wurde ein Unterwassermikrophon eingehangen, welches parallel mit der Düsenstrahlherstellung nach oben gezogen wird. Die Pegelbohrungen und das Bohrgestänge wurden in ihrer tatsächlichen Lage vermessen.

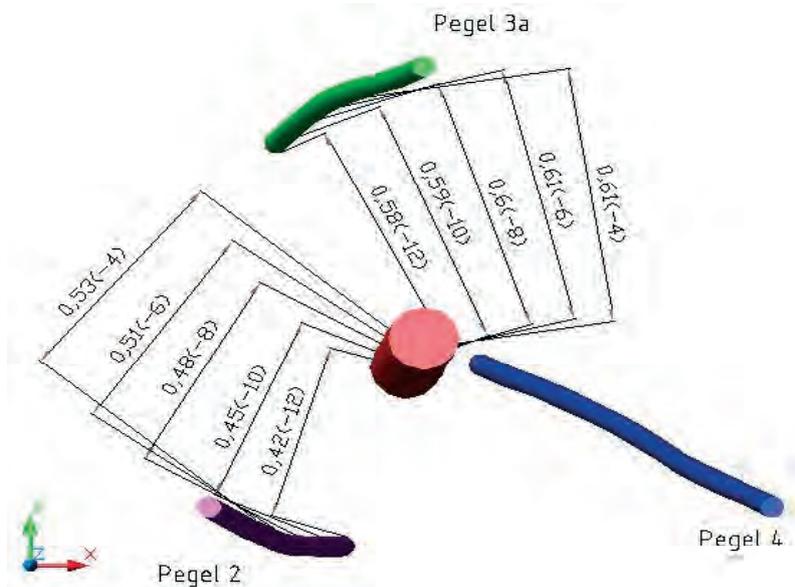


Bild 16: Darstellung der Inklinationmessungen an einer Probesäule

Pegel 2 und Pegel 3a zeigen den tatsächlichen Verlauf der Pegelbohrung in ihrer Lage zum Bohrröhr in der Mitte. Die Pegelbohrung 4 musste auf Grund ihres Verlaufes verworfen werden.

Bei der Säulenherstellung trifft der Wasserschnidstrahl mit unterschiedlicher Intensität, ja nach Bodenbeschaffenheit, auf das Pegelrohr. Aus dem Verlauf der aufgezeichneten Schallwellen lassen sich Rückschlüsse ziehen, ob der statisch erforderliche Säulendurchmesser erreicht wird.

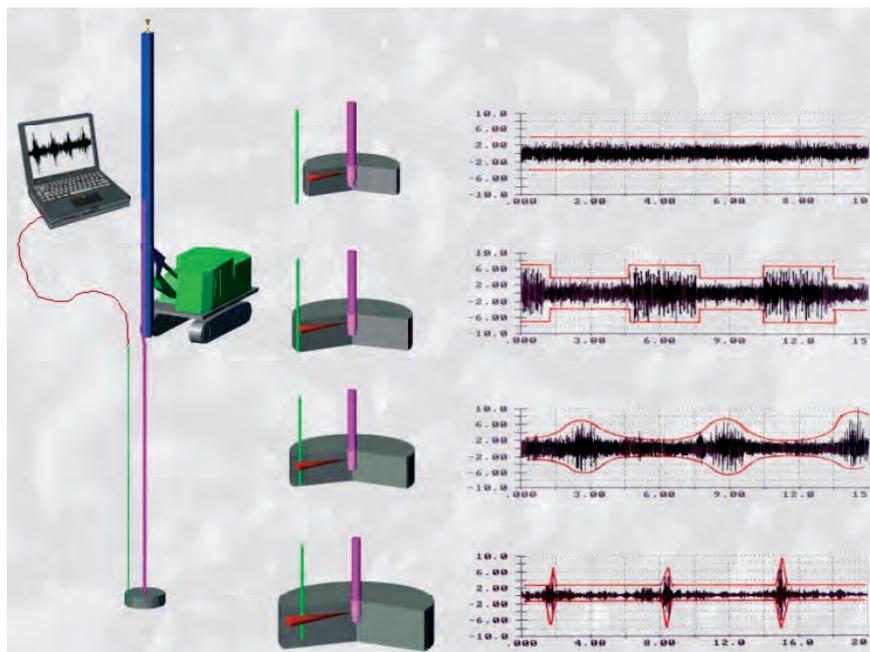


Bild 17: Prinzipdarstellung Hydrophonmessung

c. Die Überwachungskontrolle des Erstarrungsverhaltens der Düsenstrahlkörper wurde notwendig um den richtigen Zeitpunkt für den Nachschnitt zu bestimmen. Anhand von

Rückstellproben aus der Rückflusssuspension können Rückschlüsse auf das Erstarrungsverhalten der DSV-Säule gezogen werden.



d. Sowohl die relativ großen Bohrtiefen, als auch das Vorhandensein von Bohrhindernissen in der Auffüllschicht, die ein Ausweichen des Bohrgestänges von der Sollachse verursachten, machte es notwendig den Verlauf aller Bohrungen zu vermessen. Für eine qualitativ hochwertige Auswertung der insgesamt ca. 200 m Kernbohrungen aus den Bauwerkssäulen war deshalb die Inclinometermessung eine unabdingbare Voraussetzung. Die Daten der Inclinometervermessung wurden direkt mit dem PC aufgezeichnet.

Bild 18: Inclinometeraufzeichnung mit PC

Die Auswertung der Messergebnisse der Inclinometermessungen ergab die folgende Gegenüberstellung:

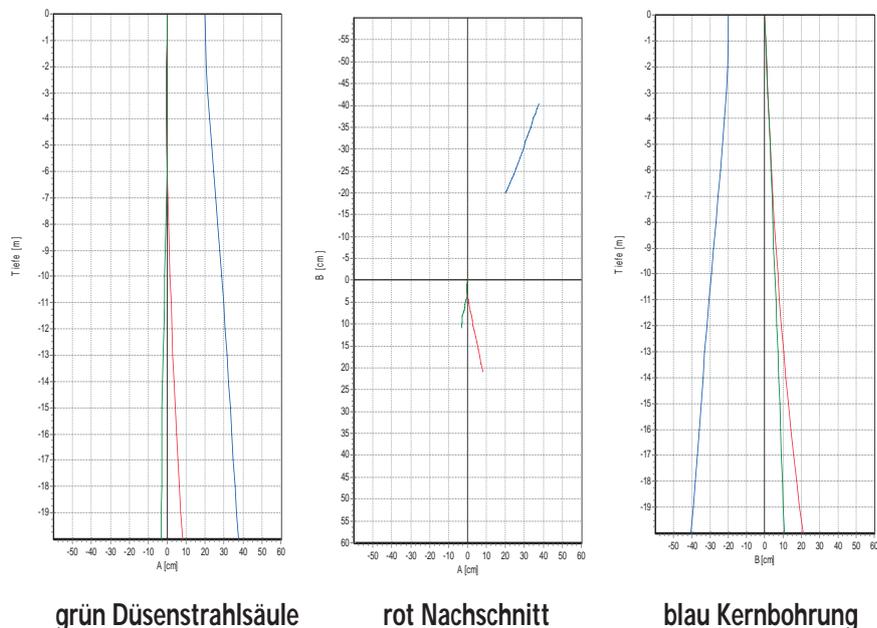


Bild 19: Auswertergebnis der Inclinometermessung an einer Düsenstrahlsäule

Im Bild 19 ist der Verlauf der Düsenstrahlsäule im Vorschnitt grün, im Nachschnitt rot und der Verlauf Kernbohrung blau dargestellt. Bei der Kernbohrung ist zu bemerken, dass sie 30 cm

vom Zentrum angesetzt wurde, damit Aussagen über den Randbereich der Säule erzielt werden können.

Der radiale Abstand zwischen Kontrollkernbohrung und HDI-Bohrung wurde in Tiefenschritten von 1,00 m berechnet und in einem Protokoll dokumentiert (siehe Bild 20).

Niederlassung Spezialtiefbau Technik		Vergleich von Vertikalitätsmessungen an Kleinlochbohrungen		Messpegel:		Kontrollkern S. 22	
Bauvorhaben:		Schloss Schwern					
Skizze: Anordnung Kleinlochbohrungen							
DSV-Säule vom:	Achsmass A	Achsmass B	Direktionsabstand beider Bohrungen (Abstand)	Abweichung A	Abweichung B	Kernbohrung vom:	
22	21.6.2004					Kern 22-1	13.7.2004
Tiefe in m	Abweichung A in Abweichung B in cm		Radial	Abweichung A in Abweichung B in cm			
1,00	-0,15	0,55	0,03	-0,17	0,53		
2,00	-0,3	1,1	0,06	-0,34	1,06		
3,00	-0,35	1,72	0,09	-0,41	1,65		
4,00	-0,21	2,36	0,13	-0,28	2,26		
5,00	-0,09	3,01	0,13	-0,18	2,92		
6,00	-0,17	3,5	0,27	0,06	3,64		
7,00	-0,5	3,93	1,01	0,39	4,40		
8,00	-0,84	4,43	1,76	0,73	5,23		
9,00	-1,2	4,9	2,60	1,09	6,13		
10,00	-1,38	5,53	3,29	1,52	7,08		
11,00	-1,46	6,2	3,93	1,98	8,09		
12,00	-1,75	6,71	4,88	2,47	9,16		
13,00	-2,08	7,16	5,66	2,99	10,30		
14,00	-2,41	7,64	7,12	3,56	11,52		
15,00	-2,67	8,16	8,28	4,17	12,83		
16,00	-2,77	8,65	9,44	4,84	14,24		
17,00	-2,87	9,17	10,72	5,58	15,76		
18,00	-2,98	9,69	12,11	6,38	17,38		
19,00	-3,09	10,22	13,64	7,26	19,11		

Bild 20: Abstandsauswertung Kernbohrung zur Düsenstrahlsäule

e,f. Mit insgesamt mehr als 200 m Kernbohrungen wurde eine repräsentative Auswahl der Düsenstrahlsäulen beprobt. Durch Begutachtung der Homogenität der gewonnenen Kerne und Bestimmung der Druckfestigkeit an 86 Probekernen (incl. Probesäulen) konnte eine qualitätsgerechte Ausführung nachgewiesen werden.

d. Die Aufzeichnung und Auswertung der Herstellparameter nach DIN 18321 erfolgt computergestützt.

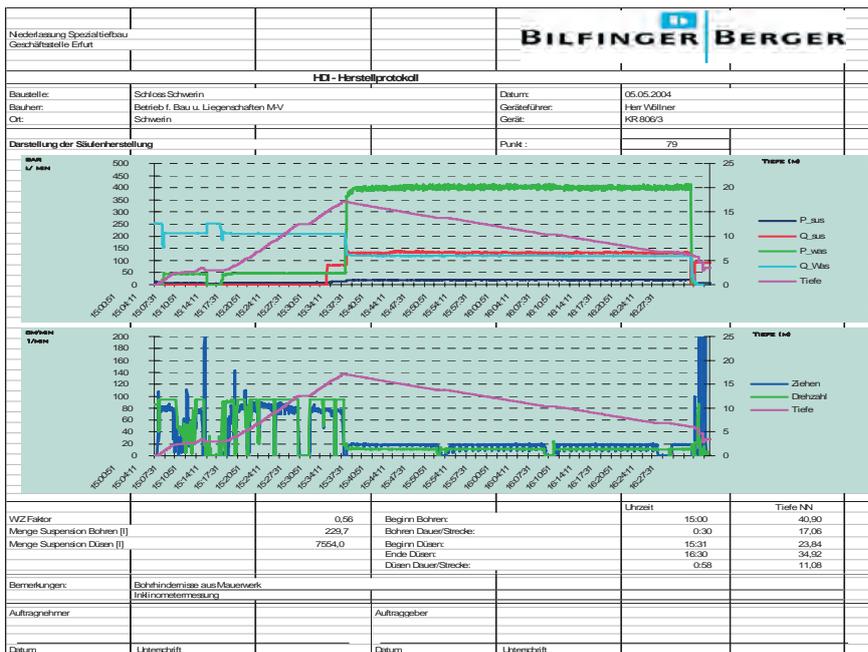


Bild 21: Herstellparameter Düsenstrahlsäule Nr. 79

Im direkten Bezug zur Zeit und der Herstellbohrtiefe lassen sich Druck und Volumenstrom des Hochdruckschneidstrahles sowie Zementmenge und –druck im oberen Teil des Diagramms ablesen. Im unteren Teil sind in Abhängigkeit von Herstellzeit und der Bohrtiefe die Drehzahl und Ziehgeschwindigkeit des Bohrgestänges dargestellt.

6 Literatur

FORSCHUNGSGRUPPE „HISTORISCHE GRÜNDUNGEN“ (1998):

Schloss Schwerin - in, Gesamtgutachten zur Gründungssanierung, Teil 14, Hauptportal, Vorhof; Hochschule für Technik, Wirtschaft und Kultur Leipzig (FH)

LEHRSTUHL FÜR BODENMECHANIK UND GRUNDBAU, UNIVERSITÄT

KARLSRUHE (1989): Schloss Schwerin, Geotechnisches Gutachten, Bauabschnitt2, 15. Hauptportal und Vorhof, Teil 1

Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung - Statentunnel Rotterdam - Schlitzwandarbeiten und Bodenverbesserungsmaßnahmen aus der Sicht des Bauunternehmers

Dipl.-Ing. Johannes Glückert
Züblin Spezialtiefbau GmbH

Dr.-Ing. Albert Hartmann
Züblin Spezialtiefbau GmbH

1 Das Projekt

Durch das Projekt RandstadRail wird eine neue light-rail Zugverbindung zwischen den Städten Rotterdam und Den Haag in Süd-Holland erstellt. In großen Teilen kann dies durch die Modernisierung der vorhandenen Strecke ermöglicht werden. Einer der aus ingenieurtechnischer Sicht interessantesten Teile dieser Strecke ist ein etwa 3 km langer Tunnel zum Anschluss der neuen Strecke an die vorhandene U-Bahnlinie Erasmuslijn am Hauptbahnhof Rotterdam, das Los Statenwegtracé.

Im Februar 2004 wurde die Arge SATURN v.o.f. (Samenwerking TunnelRealisatie Nederland), bestehend aus der Ed. Züblin AG und der niederländischen Baufirma Dura Vermeer BV, mit der Erstellung des Tunnels einschließlich eines unterirdischen Bahnhofes in offener Bauweise beauftragt. Die Fertigstellung des 178M-Euro Projektes wird Ende 2008 erfolgen. Als Auftraggeber fungiert die RET (Rotterdamse Electriche Tram, öffentliches Nahverkehrsunternehmen von Rotterdam), die Projektsteuerung in Angebots- und Ausführungsphase einschließlich eines Großteils der Ausführungsplanung wird durch das gemeindeeigene Ingenieurbüro Gemeentewerke Rotterdam erbracht. Der gesamte Bereich Spezialtiefbau wird von der Züblin Spezialtiefbau GmbH abgedeckt.

Bei dem Tunnel handelt es sich um zwei einspurige Tunnelröhren, die auf einer Länge von jeweils 2,35 km im Schildvortrieb erstellt werden. Der Aussendurchmesser der Tunnelröhren beträgt 6,50 m und für den TBM-Vortrieb kommt ein Hydroschild mit einem Durchmesser von 6,78 m zur Anwendung. Die restlichen rund 600 m des Tunnels einschließlich dem etwa auf halber Strecke gelegenen Bahnhof Station Statenweg werden in offener Bauweise (cut and cover) hergestellt.



Bild 1: Bohrtunneltrasse in Rotterdam

Der für Südholland typische Bodenaufbau bedeutet für den TBM-Vortrieb und die tiefen Baugruben, die für den Startschacht, den neuen Bahnhof in offener Bauweise und den Zielschacht erstellt werden müssen, eine besondere Herausforderung. In den anthropogenen Sanden von etwa 2 bis 5 m Mächtigkeit steht das Grundwasser nur wenig unter Gelände an. Unter den anthropogenen Auffüllungen folgen sehr weiche holozäne Ton- und Torflagen bis etwa -16 m unter Gelände. Danach folgen bis zu einer Tiefe von -35 m pleistozäne Sande. Der im Pleistozän anstehende gespannte Grundwasserstand wird durch die holozänen Schichten vom freien Grundwasserspiegel getrennt. Beide Grundwasserleiter dürfen durch die Bauaktivitäten nicht miteinander verbunden werden. Als unterer Grundwasserstauer befindet sich unter dem Pleistozän die so genannte Formation von Kedichem, bestehend aus einer Wechsellagerung von Lehm-, Ton- und Torfschichten, übergehend in feine Sande. Die Verbauwände der tiefen Baugruben binden zur Abdichtung gegen Grundwasserzutritt bis zu 7,0 m in die Lage von Kedichem ein, wodurch eine künstliche horizontale Abdichtung nicht erforderlich wird.



Bild 2: Schnitt durch Bohrtunneltrasse und Bodenaufbau

Im Bereich Spezialtiefbau kommt eine große Bandbreite an unterschiedlichsten Verfahren zur Anwendung:

- Schlitzwände
- Kalkzementsäulen
- Gelinjektionen
- Düsenstrahlverfahren
- Bodenvereisung
- Kombiwände
- Spundwände
- Verpreßanker
- Baugrubenaussteifungen
- Vibro-Kombi-Pfähle
- Beton-Fertigteil-Pfähle
- Tiefen-Druck-Verdichtung

Nachfolgend wird auf einige Besonderheiten bei der Schlitzwunderstellung und bei den Bodenverbesserungsmaßnahmen durch Kalkzementsäulen, Gelinjektionen und Düsenstrahlverfahren eingegangen.

2 Schlitzwände Station Statenweg

Der Bahnhof Station Statenweg, der nach Inbetriebnahme den Namen Station Blijddorp erhalten wird, liegt etwa in Mitte der zwei 2,35 km langen Bohrtunnelstrecken. Die 22 m tiefe Baugrube, an die teilweise die auf Pfählen gegründete Nachbarbebauung bis zu 7,2 m heranreicht, wird vor der Passage der TBM ausgehoben. Um die Verformungen und damit die Auswirkungen auf die Pfahlgründungen der Wohngebäude zu minimieren, wurden Schlitzwände mit 1,50 m und bei größerer Entfernung zur Bebauung 1,20 m Dicke erstellt. Mit einer Schlitztiefe von 41 m binden die Schlitzwände bis zu 7,0 m in die Formation von Kedichem ein und dichten die Baugrube gegen Grundwasserzutritt von unten ab.

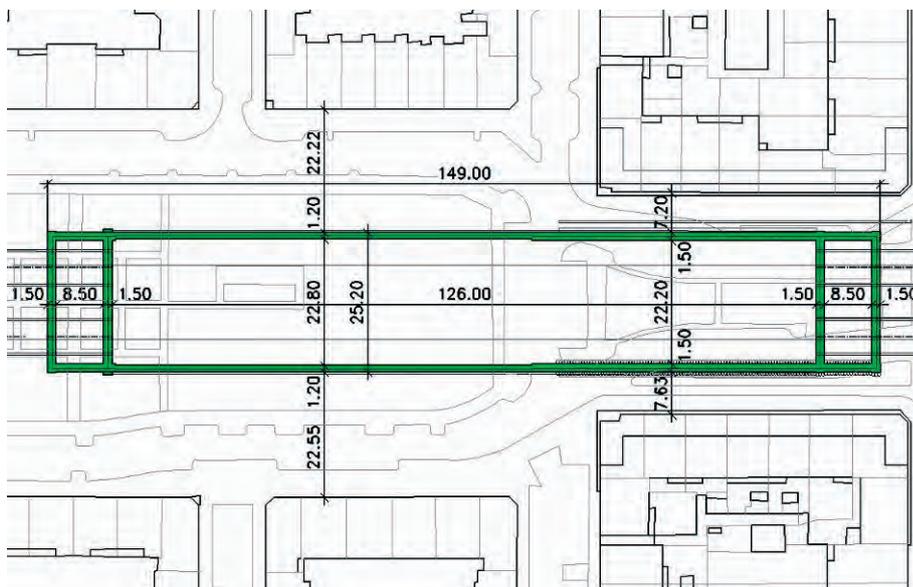


Bild 3: Grundriss Schlitzwandbaugrube Station Statenweg



Bild 4: Schlitzwandaktivitäten Station Statenweg

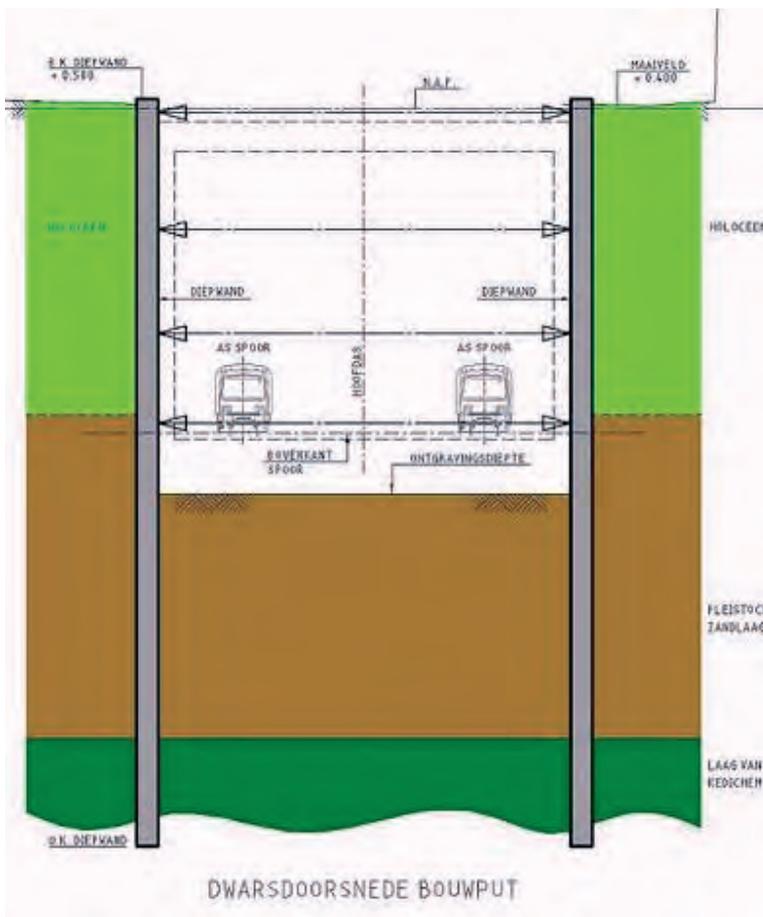


Bild 5: Schnitt durch Baugrube Station Statenweg

Die Schlitzwände müssen gemäß der bauseitigen Ausführungsplanung bis zur Endtiefe bewehrt werden, wobei fast über die gesamte Höhe eine beidseitige zweilagige Bewehrung $d = 40 \text{ mm}$ alle $17,5 \text{ cm}$ vorzusehen ist. Bei einer Korbbreite von $3,0 \text{ m}$ ergibt sich ein Gesamtgewicht von rund 45 to je Bewehrungskorb. Diese Körbe wurden im Werk in drei Teilen vorgefertigt, auf die Baustelle transportiert und über dem Schlitz gestoßen. Da die zweilagige Bewehrung versetzt gestoßen werden muss, ergeben sich Übergreifungslängen von $3,50 \text{ m}$. Um den Stoß dieser Bewehrungskörbe mit dem engen Bewehrungsraster zu ermöglichen, mussten die Übergreifungslängen gekröpft ausgeführt werden. Insgesamt wurden an der Station Statenweg für etwa 15.000 m^2 Schlitzfläche über 4.500 to Bewehrung eingebaut.



Bild 6: Einbau eines Bewehrungskorbes $d = 1,50\text{ m}$



Bild 7: Einbau eines Bewehrungskorbes $d = 1,20\text{ m}$

3 Sondervorschlag: Soft Eye

Für die Ein- und Ausfahrt-Situationen der drei Schlitzwandbaugruben sind Dichtblöcke vorgesehen. Die Dichtblöcke werden im Schutz von Schlitzwänden unter Wasser ausgehoben und mit einer Unterwasserbetonsohle versehen. Bis 3,50 m über die Tunnelfirste werden die Dichtblöcke unter Wasser mit Magerbeton, darüber bis zur GOK mit Sand aufgefüllt.

Die baugrubenseitige Schlitzwand wird dabei über die gesamte Höhe bewehrt hergestellt. Da das Schneidrad der TBM wohl Beton jedoch nicht Bewehrung durchfahren kann, wird vor der TBM Ein- und Ausfahrt die Schlitzwand von der Baugrube aus im Schutze der Dichtblöcke in einem Bereich von 50 cm um den Tunnelquerschnitt abgebrochen und somit die Bewehrung beseitigt. Die erdseitige Schlitzwand des Dichtblockes muss im Bereich des Tunnelquerschnittes ohne Stahlbewehrung erstellt werden, damit die TBM diese Schlitzwände problemlos durchfahren kann. Um nun den Erddruck auf die teilweise unbewehrte Wand zu reduzieren, war vom Bauherren ein zusätzlicher Block aus Kalkzemet-Säulen direkt vor dem Magerbeton-Dichtblock geplant. Die Kalkzementsäulen sollten dabei sowohl in den holozänen Weichschichten, als auch bis zu 8,0 m tief in dem pleistozänen Sand erstellt werden. Bei vorab hergestellten Probesäulen wurde festgestellt, dass das Verfahren zur Herstellung von Kalkzementsäulen nicht geeignet ist, eine Bodenverbesserung in den pleistozänen Sandschichten zu erzeugen. Auf diese Problematik wird später noch einmal eingegangen.

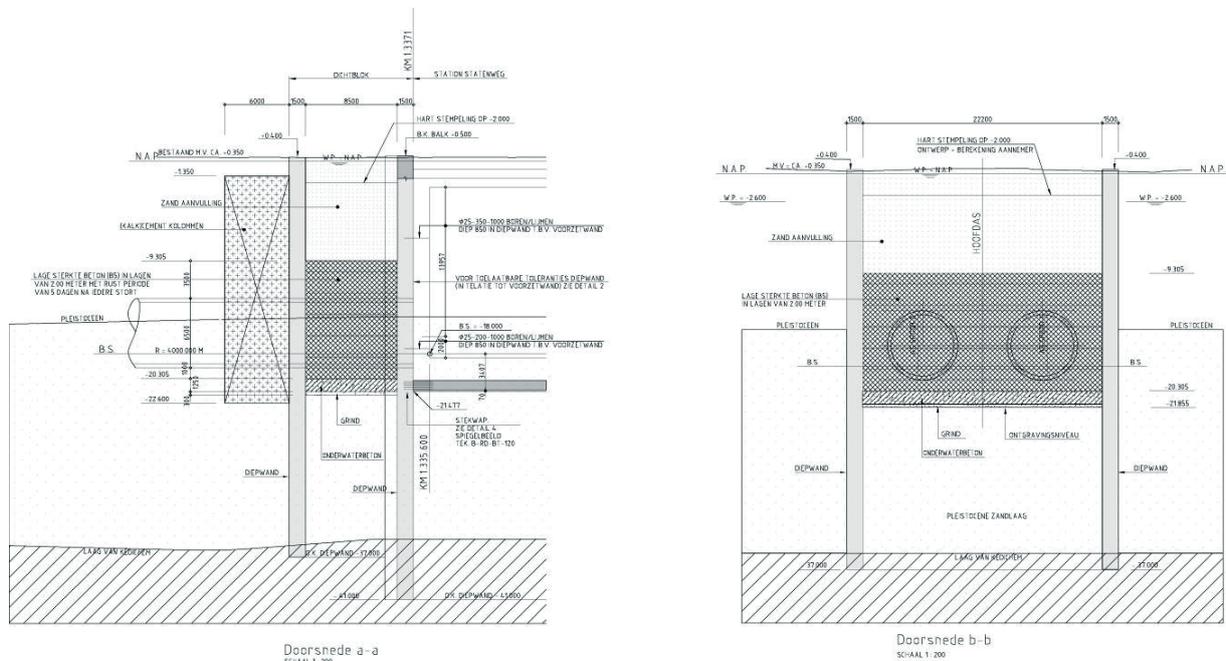


Bild 8: Dichtblock Station Statenweg

Von Züblin wurde dem Bauherren deshalb ein Sondervorschlag unterbreitet, bei dem die zuvor unbewehrten Schlitzwände im Bereich der Tunneldurchfahrt mit glasfaserverstärkter Kunststoffbewehrung (GFK) versehen werden. Dadurch können die Kalkzement-Blöcke vollständig entfallen. Die GFK-Bewehrung setzt mechanischer Beanspruchung nur geringen Widerstand entgegen und kann vom Schneidrad der TBM zusammen mit dem umgebenden Beton leicht zerkleinert werden.

Der Sondervorschlag „soft eye“ wurde vom Bauherren aufgrund technischer, finanzieller und terminlicher Vorteile akzeptiert.

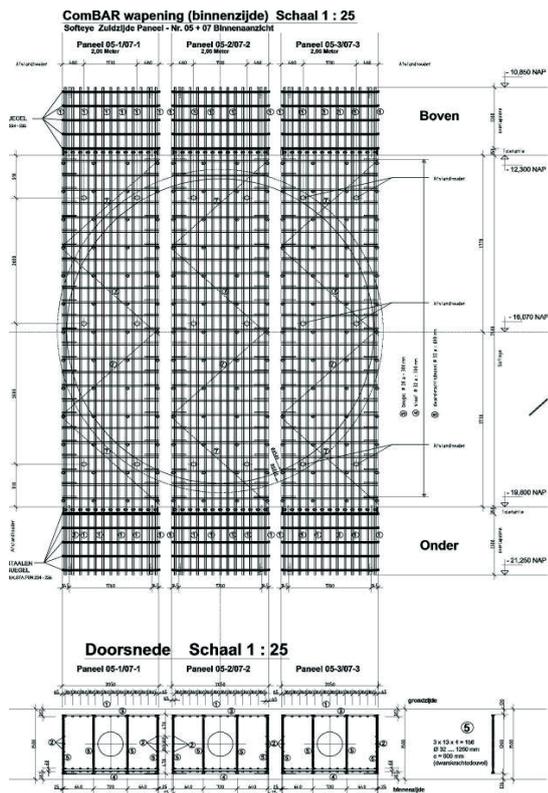


Bild 9: GFK-Bewehrung für soft eye

Bild 10: Anheben eines GFK-Korbes

In den Bereichen der vier TBM Ein- und Ausfahrten bei der Baugrube Station Statenweg wurde je eine Lamelle von 7,50 m Breite angeordnet, in die jeweils drei GFK-Körbe eingebaut wurden. Die Höhe der GFK-Bewehrung erstreckt sich nur über 7,50 m, d.h. über eine Höhe von 50 cm oberhalb und unterhalb des Tunnelquerschnittes. In den Schlitzwänden darüber und darunter wurden konventionelle Stahlbewehrungskörbe eingebaut, die mit den GFK-Körben gestoßen wurden.



Bild 11: Stoß eines GFK-Korbes mit einem Stahlbewehrungskorb



Bild 12: Einbau eines GFK-Korbes

4 Bodenverbesserung durch Kalkzement-Säulen

Für den Startschacht am Sint Franciscus Driehoek (SFD) wurde eine 18 m tiefe Baugrube mit 1,20 m dicken Schlitzwänden erstellt. Auch hier wurde für die TBM-Ausfahrt ein Magerbeton-Dichtblock im Schutze von Schlitzwänden erstellt.

Daran schießt der so genannte „Zandbak“ an. Im Schutze einer rückverankerten Spundwand werden hier die weichen holozänen Ton- und Torfschichten unter Wasser ausgehoben und durch Sand ersetzt. Nach Verfüllung der Spundwandbaugrube wird der Sand mittels Rüttel-Druck-Verdichtung verdichtet. Der Verdichtungserfolg wird durch CPT-Sondierungen überprüft.

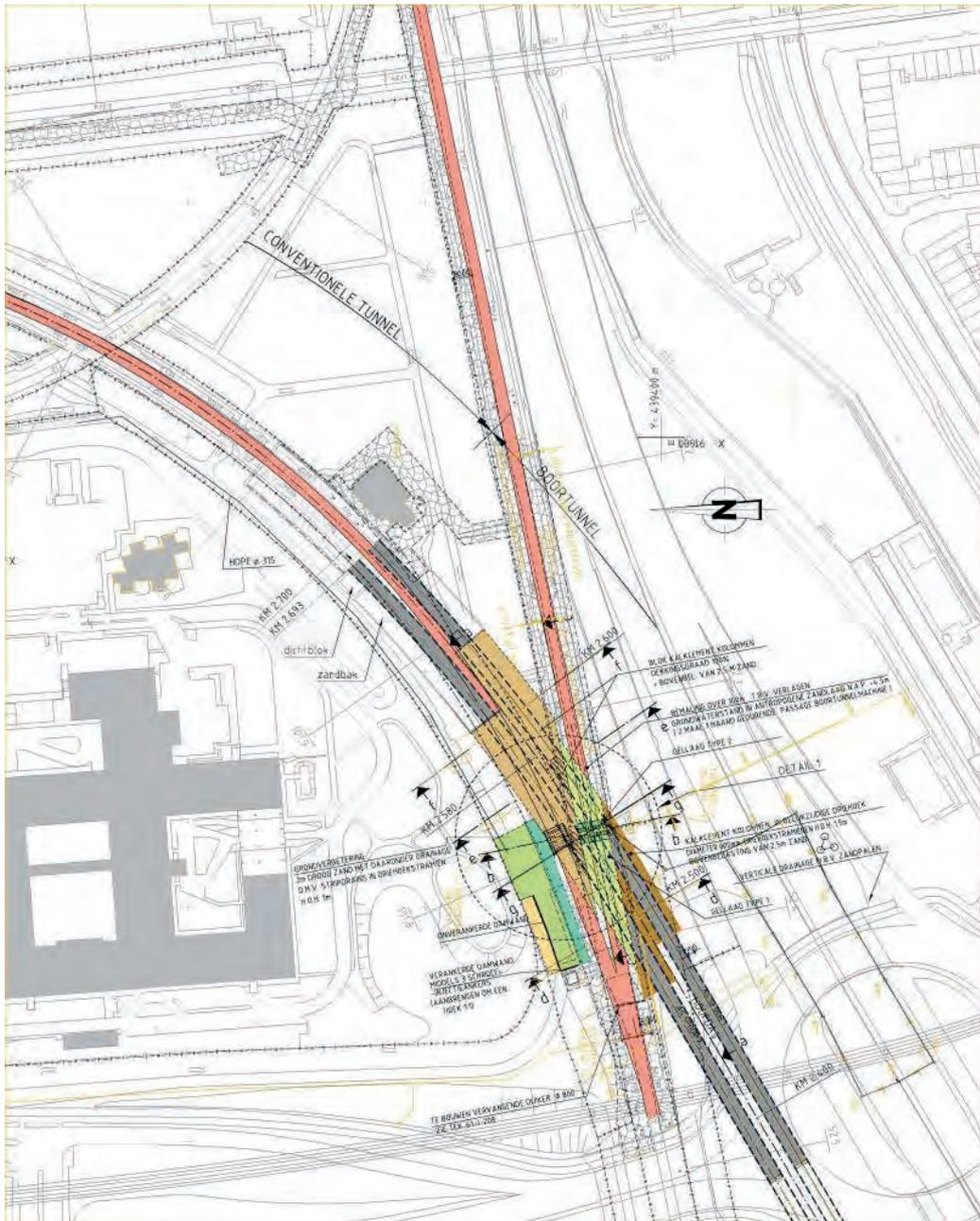


Bild 13: Startsituatie am SFD

Nach dem Bereich des Bodenaustausches wurde ein Kalkzementblock bis zur in Betrieb befindlichen Hauptzugstrecke nach Utrecht und Gouda (Goudse Lijn) erstellt. Da hier der Tunnel noch größtenteils in den holozänen Schichten liegen wird, ist diese Bodenverbesserung erforderlich zur Stabilisierung der Weichschichten bei der TBM-Passage nach Austritt aus dem Zandbak. Außerdem soll damit die dauerhafte Bettung der Tübbinge gewährleistet werden. Die einzelnen Kalkzementsäulen werden in einem überschnittenen Raster angeordnet, so dass sich ein 100%iger Deckungsgrad ergibt. Insgesamt hat der Block eine Kubatur von rund 39.000 m³. Die Kalkzementsäulen reichen von der GOK bis 0,5 m in die pleistozäne Sandschicht.

Nach der Unterquerung der Goudse Lijn liegt der Tunnelquerschnitt bereits größtenteils im pleistozänen Sand. Hier wurden einzelne Kalkzementsäulen in einem aufgelösten Dreiecksraster erstellt, die als Auflast zur Auftriebssicherung der Tunnelröhren beitragen.



Bild 14: Herstellung von Kalkzementsäulen

Die Herstellung von Kalkzementsäulen wird auch als „Deep Dry Mixing“ bezeichnet. Es ist ein in Skandinavien für die Bodenverbesserung weicher Ton- und Torfschichten entwickeltes Verfahren. Hierbei wird mit einem „mixing tool“, dessen Durchmesser dem Durchmesser der künftigen Säule entspricht, zunächst der Boden von oben nach unten aufgebrochen. In einem zweiten Arbeitsschritt wird das mixing tool drehend von unten nach oben mit konstanter Ziehgeschwindigkeit gezogen.



Bild 15: Mixing Tool

Dabei wird durch Düsen, die am „mixing tool“ angebracht sind, Bindemittel trocken mit Hilfe von Druckluft in den Boden eingebracht und mit diesem vermischt. Als Bindemittel können Kalk, Zement oder eine Mischung aus beiden zur Anwendung kommen. Für die in Rotterdam anstehenden Böden wurde eine Verfestigung allein mit Zement gewählt.

Die Zementbeschickung erfolgt mit einer mobilen Dosieranlage auf einem Raupenfahrwerk, dem so genannten Trailer, was sich aufgrund der Flexibilität besonders bei beengten Platzverhältnissen gut bewährt hat. Eine Zwischenlagerung des Zementes in stationären Silos ist nicht erforderlich, da die Nachläufer direkt aus den Aufliegern der Zementlieferfahrzeuge beschickt werden.



Bild 16: Trägergerät, Mobile Mischanlage, Zementauflieger

Die geforderte Scherfestigkeit für die Kalkzementsäulen beträgt $c_u = 150$ kPa nach 28 Tagen. Eine Gefahr besteht bei unerwünscht hohen Festigkeiten in Sandböden, besonders wenn monolithische Körper in Form überschnittener Säulen erstellt werden. Hier kann es zum Abreißen und Verlust der mixing tools kommen. Bei den Ein- und Ausfahrten an der Station Statenweg, wo die Kalkzementsäulen bis zu 8,0 m in den pleistozänen Sand einbinden sollten, wurde aufgrund dieses Phänomens auf die Erstellung der Kalkzement-Blöcke zugunsten des Sondervorschlages Soft Eye verzichtet.



Bild 17: Herstellung von Kalkzementsäulen direkt neben der Goudse Lijn

Besondere Aufmerksamkeit muss wie bei allen Bodenverbesserungsmaßnahmen der Qualitätssicherung geschenkt werden. Vom Bauherrn waren neben vorlaufenden Laboruntersuchungen zum Mischungsverhältnis und Probefeldern eine Prüfung der erstellten Kalkzementsäulen durch CPT-Sondierungen und Kernbohrungen mit anschließender Laboruntersuchung vorgesehen. Da beide Verfahren sich in der Vergangenheit nicht immer optimal bewährt haben, wurden von Züblin noch zusätzliche Pull-Out-Resistance Tests und Menard Pressiometer Tests vorgeschlagen.

5 CPT – Cone Penetration Test

CPT-Drucksondierungen werden in den Niederlanden standardmäßig zur Bodenerkundung eingesetzt. Mit diesem Verfahren können die hier anstehenden Bodenschichten (holozäne Weichschichten, pleistozäne Sandschichten) zuverlässig, schnell und günstig bestimmt werden. Aus dem Conuswiderstand wird auch die undrainierte Scherfestigkeit bestimmt.



Bild 18: CPT-Sonde

Bei der Beprobung der Kalkzementsäulen hat sich diese Verfahren allerdings nur als bedingt geeignet gezeigt. Bei großen Festigkeiten besteht die Gefahr, dass sich die Sonde festläuft und die Festigkeit der Kalkzementsäulen nicht bis zur Endtiefe erkundet werden kann. Um den unteren Bereich beprüfen zu können, wurde deshalb teilweise bis zu 8,0 m vorgebohrt und nur der untere Teil sondiert.

Außerdem neigen die Sondierungen, die aufgrund der relativen kleinen Sondierspitze ja nur einen punktuellen Wert liefern, dazu, den Weg des kleinsten Widerstandes zu gehen und in den weicheren Kernbereich

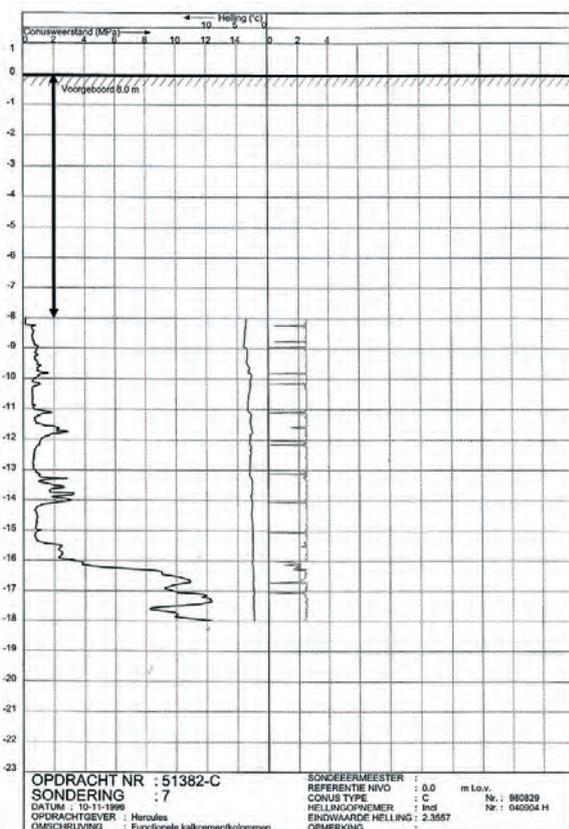


Bild 19: CPT-Sondierung mit Vorbohrung

oder sogar bei Einzelsäulen aus der Säule heraus zu laufen. Zum Beprüfen von Einzelsäulen haben sich CPT-Sondierungen deshalb als nicht geeignet herausgestellt. In dem überschrittenen Block wurden die Sondierungen aus diesem Grunde zum Teil schräg mit Vorbohrung ausgeführt.

6 Kernbohrung und Laboruntersuchungen

Durch eine störungsfreie Probenentnahme durch Kernbohrungen sollen an Probekörpern Laboruntersuchungen, wie Einaxial- und Triaxial-Versuche durchgeführt werden. Damit sollen neben der Druckfestigkeit auch die für die Berechnung der Tübbing-Bettung erforderlichen Steifigkeitsparameter (Elastizitätsmodul) bestimmt werden.

Die Entnahme von ungestörten Proben durch Kernbohrung ist im Allgemeinen für Bodenverbesserungen mit geringen Festigkeiten schwer zu realisieren und nicht zu empfehlen. In Bereichen, die aufgrund eines hohen Bindemittelanteils oder der Zusammensetzung des anstehenden Bodens (kein Torf, sandige Bestandteile) höhere Festigkeiten liefern, ist durchaus damit zu rechnen, dass ausreichend Probekörper für die anstehenden Laboruntersuchungen gewonnen werden können.



Bild 20: Kernkiste mit Kalkzement-Kernen



Bild 21: Kernbohrung mit Dreifach-Verrohrung

7 PORT: Pull-Out-Resistance-Test

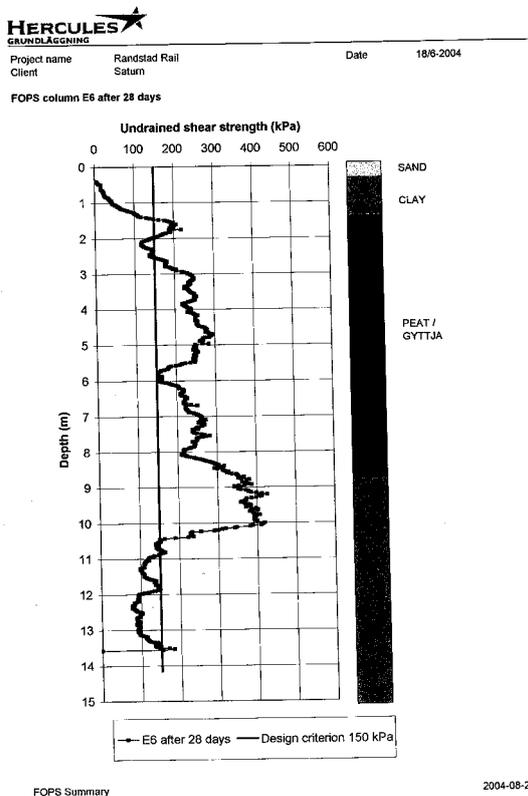
Bei den Pull-Out-Resistance-Test (kurz PORT oder auch FOPS-Test genannt) handelt es sich im Prinzip um eine umgedrehte Flügel-Sondierung, die in Skandinavien zu den Standardverfahren zum Testen von Kalkzementsäulen zählt.



Dabei wird eine Flügelsonde an einem Draht an der Unterkante der frischen Säule eingebaut. Beim Herausziehen des Flügels zum gewünschten Prüftiefe der Kalkzementsäule wird der Widerstand gemessen und daraus die undrainierte Scherfestigkeit bestimmt.

Man erhält Aufschlüsse über die Festigkeit über die gesamte Höhe der Säule. Anders als bei der CPT-Sondierung erhält man jedoch kein punktuell tendenzielle schlechtes Ergebnis sondern einen Mittelwert der Säule über die Flügelbreite. Ein Herauslaufen aus Einzelsäulen wie bei den CPT-Sondierungen ist nicht möglich.

Bild 22: PORT-Flügelsonde



Nicht geeignet ist dieses Verfahren bei hohen Festigkeiten, da es dann zum Abreißen des Drahtes kommen kann. Dies kann besonders bei Wechsellagerung zwischen Weich- und Sandschichten geschehen, in denen aufgrund geringer Schichtdicken eine Variation des Bindemittelgehaltes nicht möglich ist und deshalb die Bodenverbesserung in den Sandschichten unerwünscht hohe Festigkeiten erreicht.

Ein nachträglicher Einbau der PORT-Flügel ist nicht möglich, so dass alle Testsäulen vor der Herstellung bestimmt werden müssen. Später eventuell zusätzlich gewünschte Tests sind mit diesem Verfahren nicht mehr möglich.

Bild 23: PORT-Ergebnis

8 MPM: Menard Pressiometer Test

Bei dem Menard Pressiometer Test (kurz MPM) handelt es sich um einen Bohrlochaufweitungsvorversuch mit einer Schlauchdrucksonde. Hierbei werden die Verformungskennziffern (E-Modul, V-Modul) von einem Bohrloch aus bestimmt. Dazu wird ein zylindrisches Gerät eingesetzt, bei dem zum Aufbringen eines gleichmäßigen Druckes auf die Bohrlochwandung eine dehnbare Gummi-membran verwendet wird.



Der Menard Pressiometer Test hat sich zur Bestimmung der Verformungskennziffern bei monolithischen Bodenverbesserungskörpern gut bewährt, ist jedoch als Routine-Beprobungsmaßnahme relativ aufwendig.

Bild 24: Bohrlocherstellung für MPM-Test

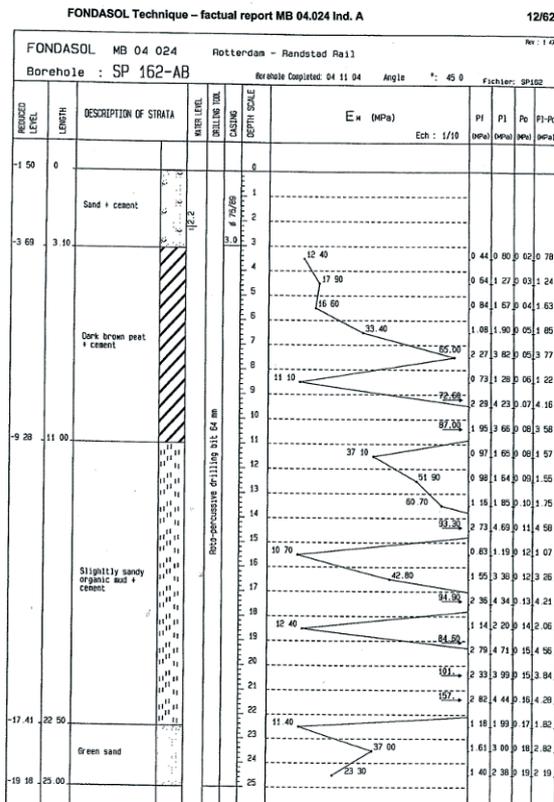
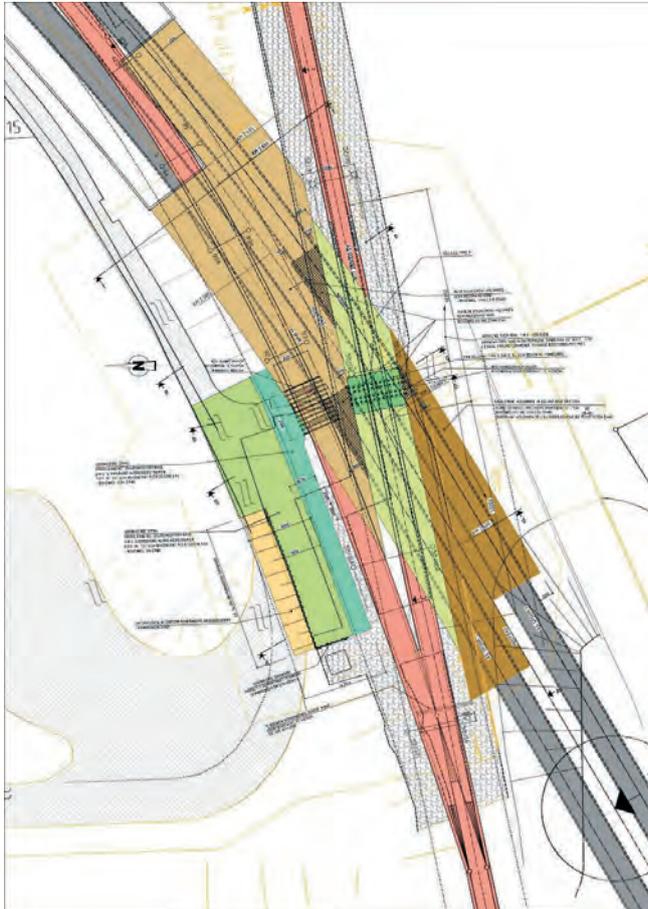


Bild 25: Ergebnis MPM mit Verformungskennziffern

9 Bodenverbesserung durch Gel-Injektion

Nach dem Durchfahren des Kalkzementblockes unterqueren die Bohrtunnel die vielbefahrene zweigleisige Hauptzugstrecke zwischen den Städten Rotterdam, Gouda und Utrecht, die so genannte Goudse Lijn. Diese Gleisanlage wurde um 1900 unter Anwendung der Verdrängungsmethode errichtet. Große Mengen an Sand wurden dabei in einem ursprünglich



flachen Graben aufgebracht und sanken durch die Auflast der Aufschüttung unter Verdrängung der holozänen Weichschichten fast bis zur tragfähigen pleistozänen Sandschicht. Dadurch steht bis zu einer Tiefe von etwa -16 m unter den Gleisanlagen sehr locker gelagerter anthropogener Sand an.

Zur Stabilisierung der setzungsempfindlichen anthropogenen Sandlagen sind unterhalb der Goudse Lijn Hartgelinjektionen vorgesehen. Ein Geltyp 1 mit einer geforderten Druckfestigkeit von 250 kPa wird trapezförmig bis 1,50 m oberhalb der beiden zu erstellenden Tunnelröhren angeordnet. Seitlich erstreckt sich das Gel bis maximal 3,0 m neben die Tunnelröhren. Die untere Begrenzung für diese Gelinjektion ist die Unterkante des anthropogenen Sandes.

Bild 26: Überblick Unterquerung Zuglinie Goudse Lijn

Für die Ermittlung des durch die Gelinjektion zu behandelnden Bereiches war ein geometrisch hochkomplexer 3D-Entwurf erforderlich. Die untere und seitliche Ausdehnung des anthropogenen Sandkörpers wurde durch über 60 geneigte CPT-Sondierungen festgestellt, ausgewertet und in einem 3D-Programm als Grundlage für den Einstichplan modelliert.

Der Geltyp 1 hat neben der Funktion der Stabilisierung und Verfestigung der anthropogenen Sandschichten zur Verminderung der Gefahr von Bodenverflüssigungen und Setzungen infolge der Erschütterungen beim TBM-Vortrieb die Aufgabe als temporäre Absperrung des gespannten pleistozänen Grundwasserhorizontes vom darüber liegenden phreatischen Grundwasserhorizont in den anthropogenen Sandschichten zu dienen. Beide Grundwasserhorizonte werden derzeit durch eine 1 bis 2 m mächtige Tonschicht voneinander getrennt. Ohne die Abdichtung durch den Geltyp 1 ($k = 1 \cdot 10^{-6}$ m/s) würde die TBM beim Durchfahren der Tonschichten die beiden Grundwasserhorizonte miteinander verbinden.

In dem Bereich, in dem die Bohrtunnel die Goudse Lijn kreuzen, befindet sich ein Düker, dessen Holzpfahlgründung in der Bohrtrasse liegt. Da ein Ziehen dieser Pfähle wegen der Beeinflussung der Goudse Lijn nicht möglich war, ist im unteren Bereich der Pfähle eine Hartgelinjektion vorgesehen. Für diesen Geltyp 2 wird eine Druckfestigkeit von 2.000 kPa gefordert. Die Unterkante dieses Gelkörpers liegt 0,5 m über der Tunnelfirste, die Dicke beträgt 3,0 m.

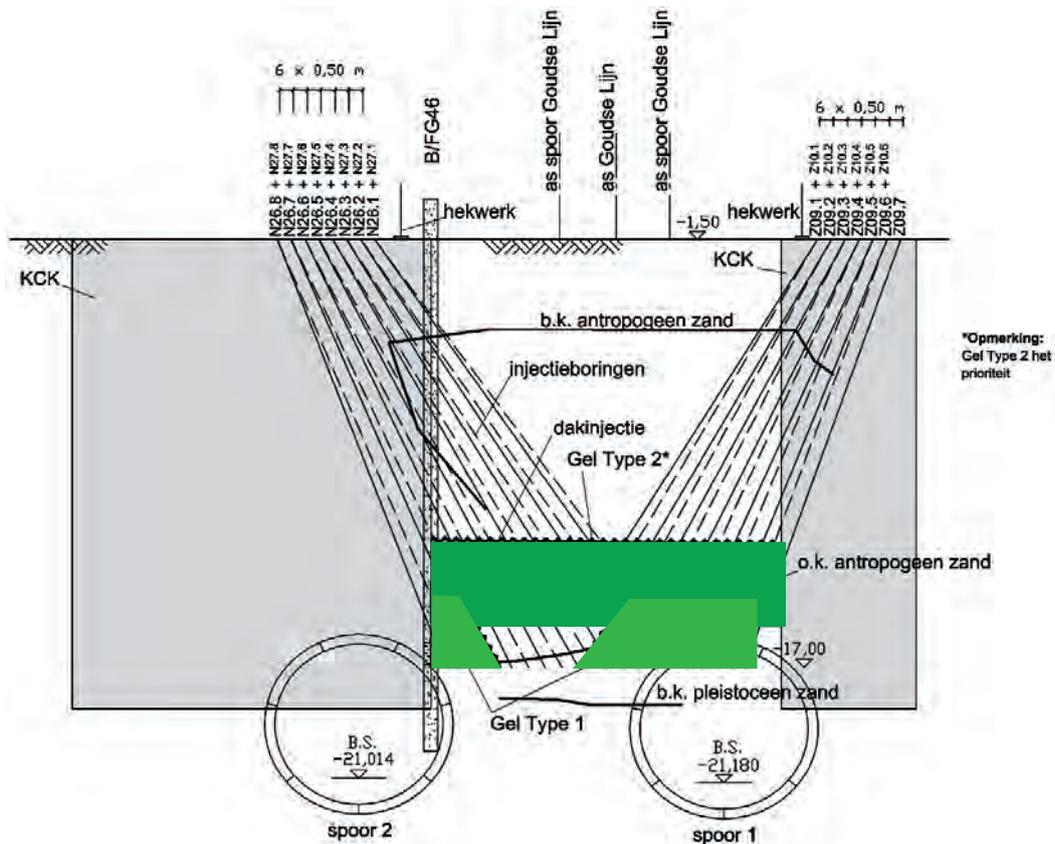


Bild 27: Gelinjektionen unterhalb der Goudse Lijn

Die Gelinjektion Typ 2 soll durch die Einbindung der Holzpfähle des Dükers verhindern, dass eventuelle Lasten aus dem Eisenbahnverkehr der Goudse-Linie als Punktlasten auf die beiden zukünftigen Tunnelröhren wirken. Zusätzlich bewirkt die Hartgelinjektion eine Fixierung der Holzpfähle beim Durchfahren der in den Tunnelquerschnitt ragenden Pfahlfüße. Ohne diese Fixierung besteht die Gefahr, dass beim Kappen der Pfähle durch die TBM Bewegungen entstehen, die zu Schäden an der darüber liegenden Zuglinie führen.

Die Beprobung des mit Gelinjektion behandelten Bodens erfolgt für beide Geltypen relativ schnell und einfach mit CPT-Sondierungen.

Beide Geltypen müssen in anthropogenem, lose geschüttetem, unverdichtetem Sand injiziert werden. Die Anforderungen an Festigkeit und Durchlässigkeit sind mit normalem Aufwand zu erzielen. Der in diesem Material geforderte Behandlungsgrad bzw. die Homogenität des behandelten Bodens beträgt 95 %, eine mit den Mitteln des Bauverfahrens Gelinjektion sehr anspruchsvolle Anforderung.

10 Bodenverbesserung durch Düsenstrahlverfahren

Vor der Einfahrt der TBM in den Zielschacht an der Centraal Station Rotterdam müssen die Gleisanlagen im Einfahrtsbereich des Hauptbahnhofes unterquert werden. Die Gleisanlagen befinden sich auf einer Dammschüttung auf ca. NAP +3,0 m, die im Laufe der Zeit angebracht wurde.

Im südlichen Teil unterhalb des Bahndammes und in dem Bereich zwischen Bahndamm und Zielschacht liegen die Bohrtunnel noch zum Großteil in holozänen Ton- und Torfschichten. Hier ist eine Bodenverbesserung um den Tunnelquerschnitt erforderlich, die sich seitlich und oberhalb des Tunneldurchmessers auf 2,50 m und unterhalb des Tunnels auf 0,5 m erstreckt. Diese Bodenverbesserung wird im Düsenstrahlverfahren (jetgrouting) hergestellt.

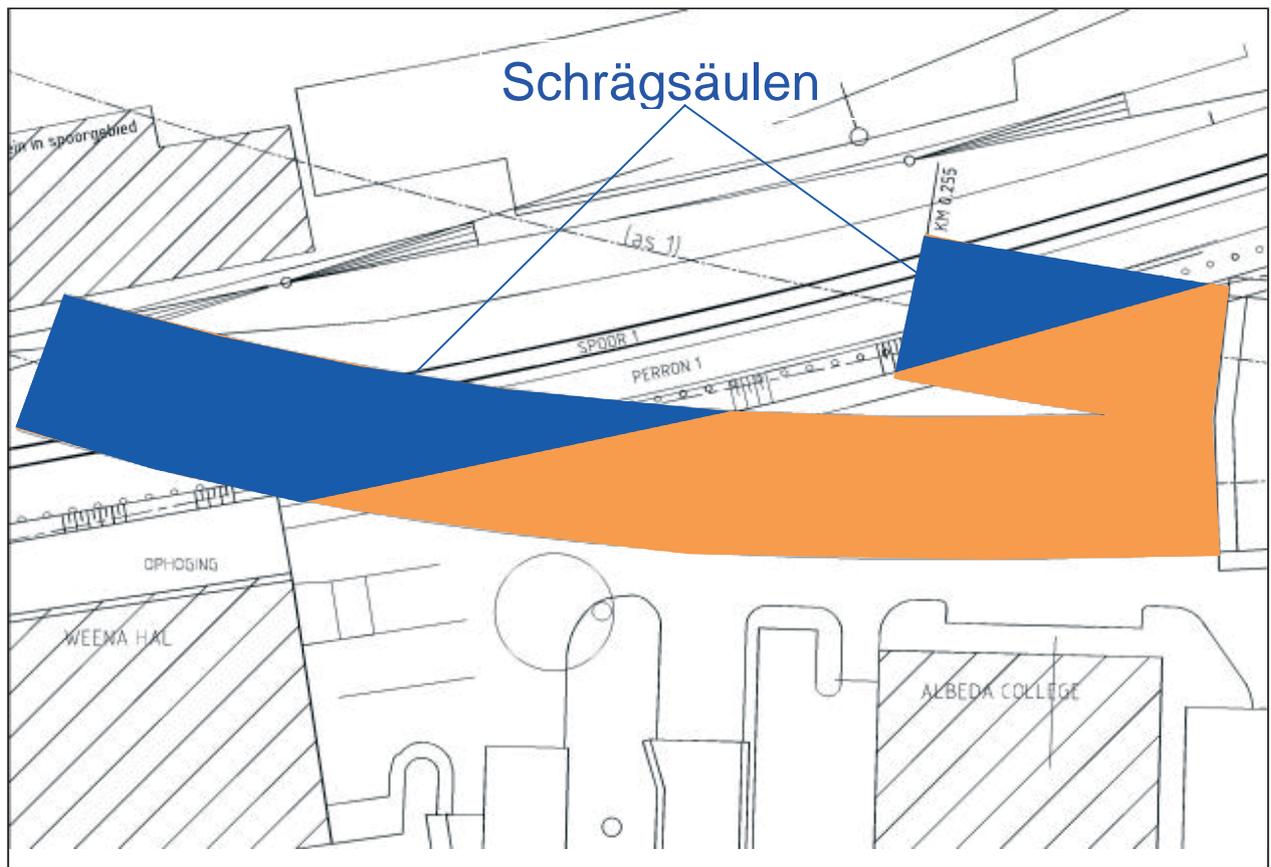


Bild 28: Düsenstrahlverfahren am Zielschacht Conradstraat

Der Jetgrout-Körper dient sowohl der Gewährleistung der Auftriebssicherheit des in diesem Bereich aus dem Pleistozän auftauchenden Tunnels, der Sicherung der Bettungsstabilität für die Tübbinge als auch dem Ausschluss von Setzungen bei der Unterquerung der Gleisanlagen.

Es müssen insgesamt etwa 2.000 Säulen im Düsenstrahlverfahren (DSV) mit einem maximal zulässigen Durchmesser von 1,30 m hergestellt werden. Rund ein Drittel der ca. 15.000 m³ mit dem DS-Verfahren zu verbessernden Bodens sind, besonders für den westlich gelegenen Bohrtunnel, durch bis zu 24 m lange Schrägbohrungen mit Neigungen bis zu 45° unterhalb der Gleisanlage zu erstellen.

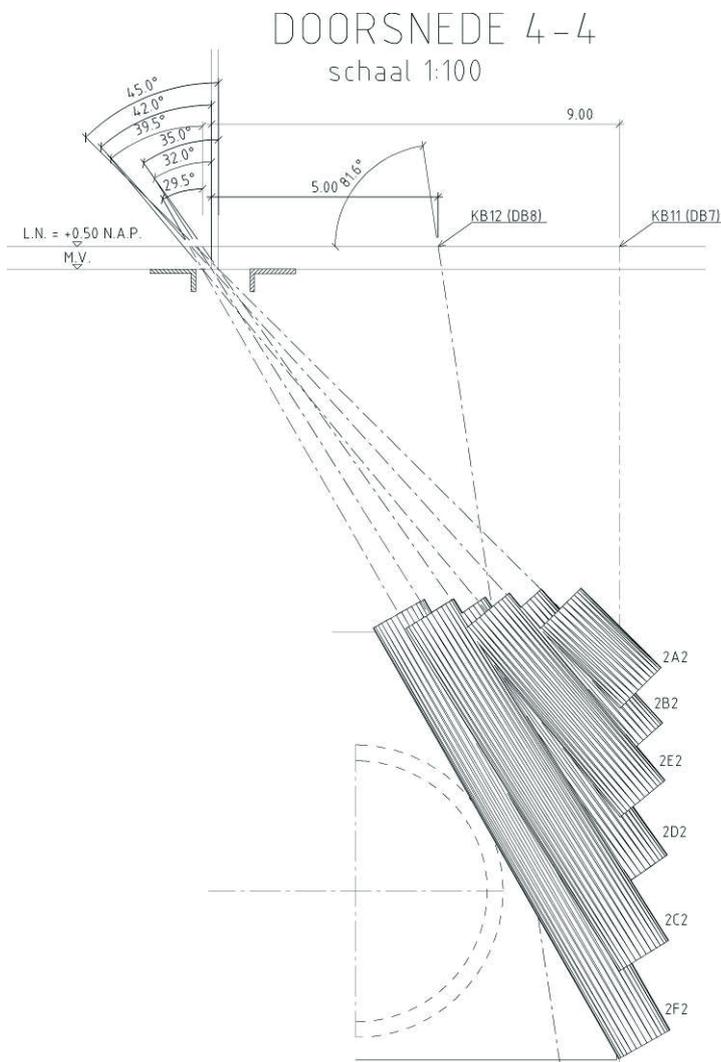


Bild 29: Austeilung schräge DS-Säulen

3-D AANZICHT
locatie 2

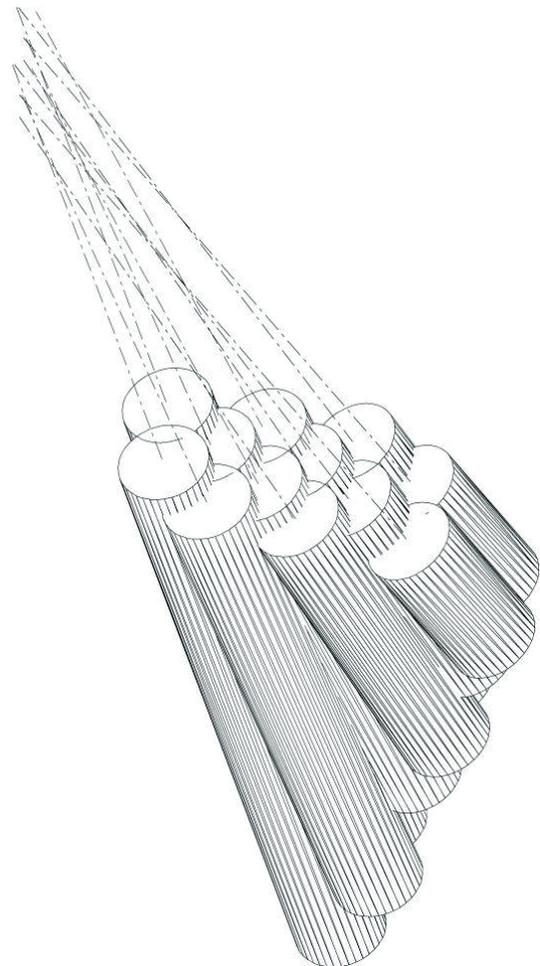


Bild 30: 3D-Ansicht schräge DS-Säulen

Aufgrund der gekrümmten und nach unten abtauchenden Tunnelröhren handelt es sich bei dem zu erstellenden Jetgrout-Körper um einen geometrisch sehr komplexen Körper. Dies bedeutet für die Austeilungspläne einen enormen Planungsaufwand. Allein für die Schrägsäulen sind ca. 120 unterschiedliche Schnitte anzufertigen. Während der Herstellung müssen die Schnitte und die in drei Ebenen zu erstellenden Grundrisse an die Bohrlochabweichungen angepasst werden, um eventuelle Fehlstellen erkennen und falls erforderlich Zusatzmaßnahmen ausführen zu können.



Bild 31: Herstellung von schrägen Probesäulen (im Hintergrund die Gleisanlagen)

Auch die Positionierung der Bohrgeräte hinsichtlich Richtungs- und Neigungswinkel ist für jede der rund 600 Schrägsäulen unterschiedlich. Von der Züblin Spezialtiefbau GmbH wird speziell für dieses Bauvorhaben eine Totalstation zum Einmessen der Lafetten (2 Prismen an Lafette, Rotationslaser) mit einer neu entwickelten Software eingesetzt.

Der DS-Körper gilt als permanente Maßnahme ausgelegt für die 100-jährige Lebensdauer des Tunnels. Dementsprechend sind die Qualitätsanforderungen des Auftraggebers sehr hoch (Protokollierung von Bohrlochabweichung, Durchmessermessung, Video-Überwachung des Rückflusses, Aufzeichnung der Rückflußrate).

11 Literaturangaben

Van Zanten, D.C., de Vries, M., Pachen, H.M.A., Door de Rotterdamse ondergrond met twee boortunnels, *Geotechniek, Juli 2004*

Van Zanten, D.C., de Vries, M., Pachen, H.M.A., van de Bosch, M., Invloed boortunnel op de omgeving, *Cement 1, 2005*

Pachen, H.M.A., de Groot, M.B., Meijers, P. (2005), Crossing a railway embankment of loose packed sand with a shield tunnel, *Proc. 5th International symposium TC 28, Geotechnical Aspects of Underground Consturction in Soft Ground, Amsterdam*

Dichtkörper beim maschinellen Tunnelbau

Dr. Ing. Jürgen Schwarz
DYWIDAG Bau GmbH
vormals WD Engineering GmbH

1 Einführung

Dichtkörper werden bei Maschinenvortrieben unter dem Grundwasser an den Schnittstellen des Vortriebes benötigt. Die Schnittstellen sind vor allem der Anfahrvorgang aus dem Startschacht und der Einfahrvorgang in den Zielschacht. An diesen Stellen ist ein hoher Gradient des Wasserdruckes zu beherrschen: Der Grundwasserstand im Vortrieb steht den atmosphärischen Bedingungen im Schacht gegenüber.

Im Folgenden wird beispielhaft der Anfahrvorgang aus dem Startschacht betrachtet. Es werden die Möglichkeiten diskutiert, die Unstetigkeitsstelle Schacht - Vortrieb mit geotechnischen Bodenverbesserungen/Dichtkörpern zu beherrschen.

2 Anforderung an Dichtkörper beim Vortriebsstart

Um die Anforderungen an den Dichtkörper zu definieren, muss die Geohydrologie betrachtet werden, der Boden und der Grundwasserstand.

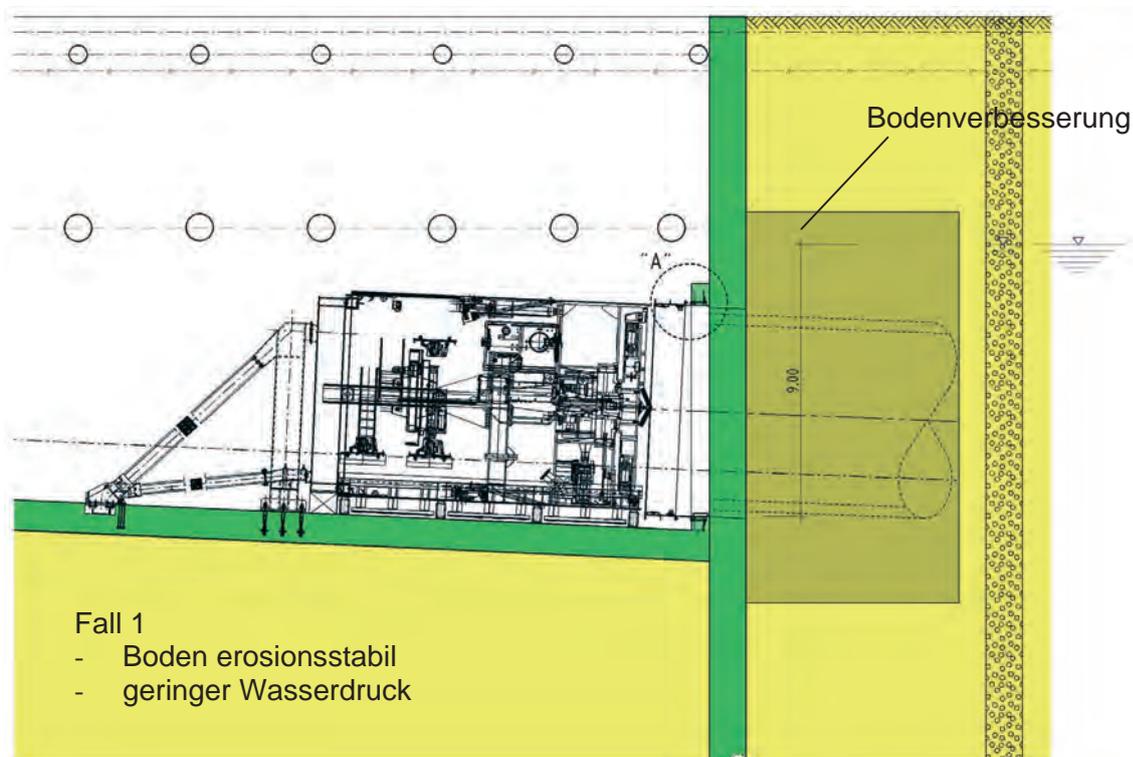


Abb. 1: Anfahrvorgang: Notwendigkeit einer Bodenverbesserung

In Abb.1 ist ein Fall dargestellt, wie er in München vorkommen könnte:

- gut gestufter Kies, homogener Boden
- moderater Wasserdruck

Hier genügt eine Bodenverbesserung am Vortriebsstart. Ein echter Dichtkörper ist nicht nötig, da etwaige Wasserzutritte schadlos im Startschacht abgeführt werden können. Erosionen und in der Folge progressiv ansteigende Wasserzutritte treten nicht auf.

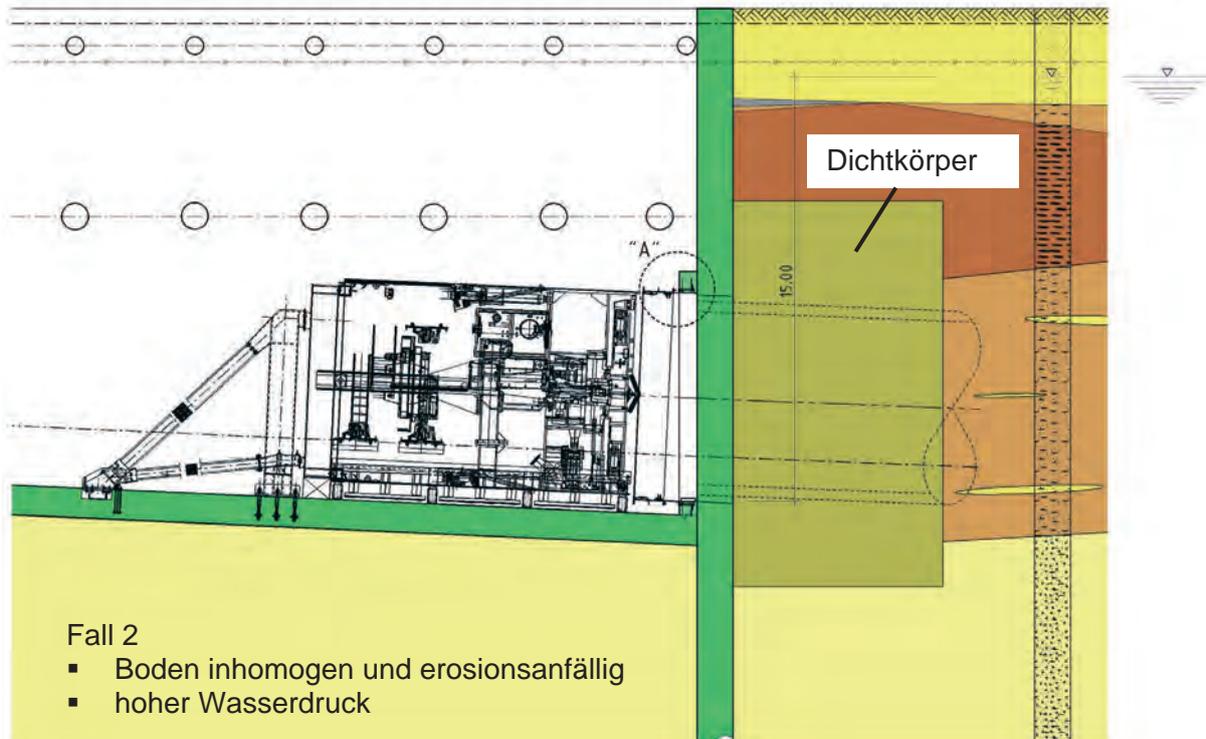


Abb. 2: Anfahrvorgang: Notwendigkeit eines Dichtkörpers

Ein echter Dichtkörper ist beim 2. Fall (Abb.2) erforderlich. Das Beispiel ist abgeleitet aus der Baustelle Metro Rotterdam/Statenweg (Arbeitsgemeinschaft WALTER Bau vereinigt mit DYWIDAG - Züblin AG - DURAVERMEER). Die Planung für diese Baustelle erfolgte durch eine Planungsgemeinschaft WD Engineering GmbH mit Züblin TBT unter der Planungsleitung von WD Engineering.

Die Geologie ist gekennzeichnet durch:

- inhomogener, feinkörniger Boden, zudem sehr erosionsanfällig
- hoher Wasserdruck

Die Anforderungen an den Dichtkörper sind viel höher als im Beispiel 1, es wird nicht nur eine Bodenverbesserung, sondern ein echter Dichtkörper benötigt.

Die Brisanz von Böden wie in Rotterdam unter hohem Wasserdruck zeigt Abb. 3. Kleinste Undichtigkeiten, beginnend mit tropfenweisem Wasserzutritt führen in kürzester Zeit zu einer Havarie. ^[1]

^[1] Dr. Ing. J. Schwarz et al "Lösungen für den Anfahrvorgang von Hydroschilden unter hohem Wasserdruck"



Abb. 3: Bergung des Tunnelbaggers nach Havarie Leidingen Tunnel Rotterdam (1998)

Stand der Technik ist deshalb: In jeder Phase der Anfahrtsituation müssen zwei unabhängige redundante Dichtebenen wirksam sein

Die zweite Sicherheitsebene hinter dem Dichtkörper ist die Anfahrbrille. Die besteht üblicherweise aus zwei Ebenen mit Lippendichtung und mit Notdichtung.

Weitere Entwicklungen zur Anfahrbrille mit neuartigen Dichtprofilen und mit Verlängerung bis zu einem "Dichttopf" ^[2] oder einer Anfahrkammer sollen hier nicht diskutiert werden.

3 Phase 1 - Aufbrechen der Stirnwand

In der ersten Phase des Anfahrvorganges muss die Maschine die Stirnwand durchfahren. In der konventionellen Variante ist die Baugrubenwand, z.B. eine Schlitzwand, mit Stahl bewehrt. Die Maschine kann den Stahlbeton nicht aufschneiden. Die Anfahrwand muss vorab händisch aufgebrochen werden. Die einzige Dichtebene ist der Dichtkörper!

^[2] Dr. Ing. J. Schwarz et al "Realization of new Tunnelling Methods in Metro Amsterdam Nord/Zuidlijn - the Contractors Point of View"
ITA World Tunnelling Congress, Amsterdam 2003

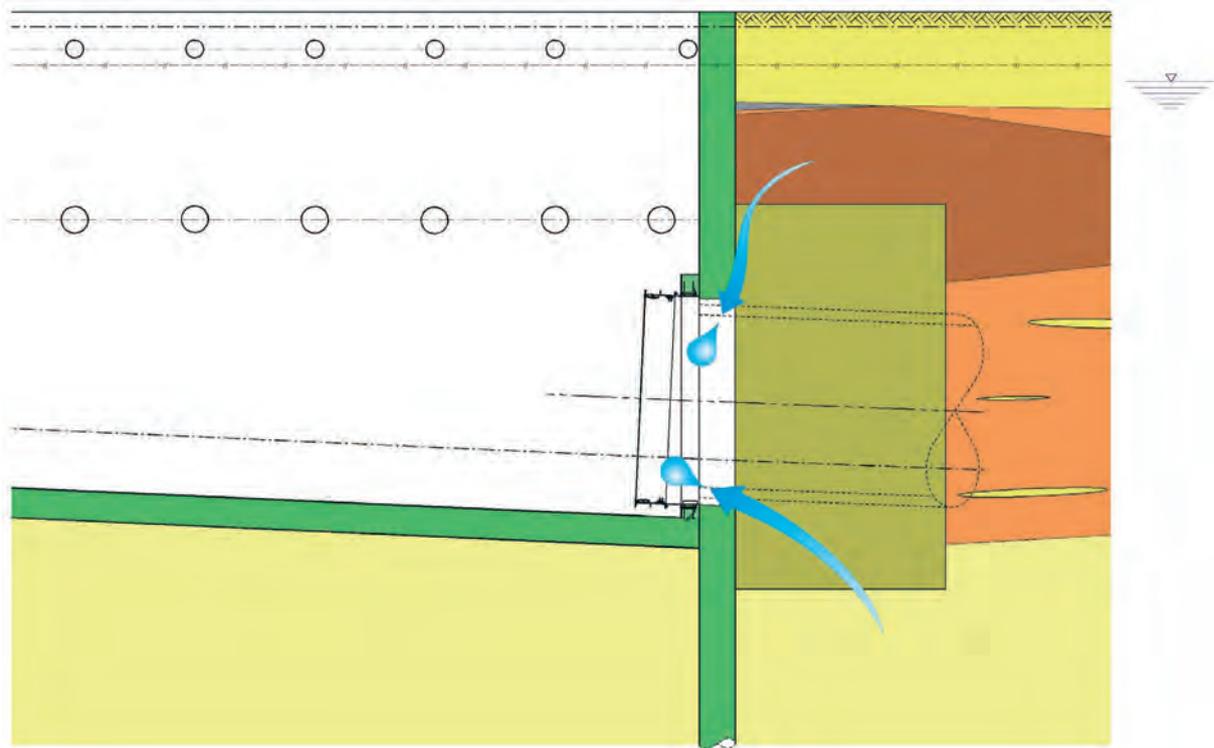


Abb. 4: Aufbrechen der Stirnwand

Die Risiken:

- Der Anschluss Dichtkörper/Dichtwand:
Fugen sind immer kritisch! Noch kritischer ist die Fuge Dichtkörper/Dichtwand, wenn der Aushub der Baugrube nach Herstellung des Dichtkörpers erfolgt, und dadurch die Baugrubenwand Verformungen vom Dichtkörper weg erleidet.
- Der Dichtkörper selbst
Es ist, trotz aller Verbesserungen und Kontrollen des Verfahrens, Stand der Technik, dass ein in situ hergestellter Düsenstrahlkörper für hohe Anforderungen nicht ausreichend dicht, nicht ausreichend homogen und nicht erosionsstabil ist. Die verbesserte Technik im Düsenstrahlverfahren hilft bei inhomogenen Böden wie in unserem Beispiel „Rotterdam“ nicht. Sowohl die Reichweiten als auch die Festigkeiten sind extrem unterschiedlich, im Sand und Kies anders als im Schluff oder im Ton. Der Dichtkörper ist nicht homogen, er hat eine geschichtete Struktur ("Blättertartig"). Spektakulärer Fehlschlag des DSV-Dichtkörpers als alleinige Sicherheitsebene war der Fernbahntunnel in Berlin.

Die zweite Dichtebene muss von Anfang an, schon beim Aufbrechen der Anfahrwand, gewährleistet sein.

Dazu kann die Anfahrwand unter Druckluft aufgebrochen werden. Die Druckluft verhindert den Wasserzutritt.

Zweckmäßig wird die Schildmaschine selbst als Druckdeckel verwendet: Die Maschine ist mit einer Druckschleuse ausgestattet. Bei entsprechender Ausstattung des Druckdeckels kann vor dem Schneidrad ein ausreichender Arbeitsraum geschaffen werden. Nach dem Aufbrechen kann ohne weiteren Umbau der Anfahrvorgang beginnen.

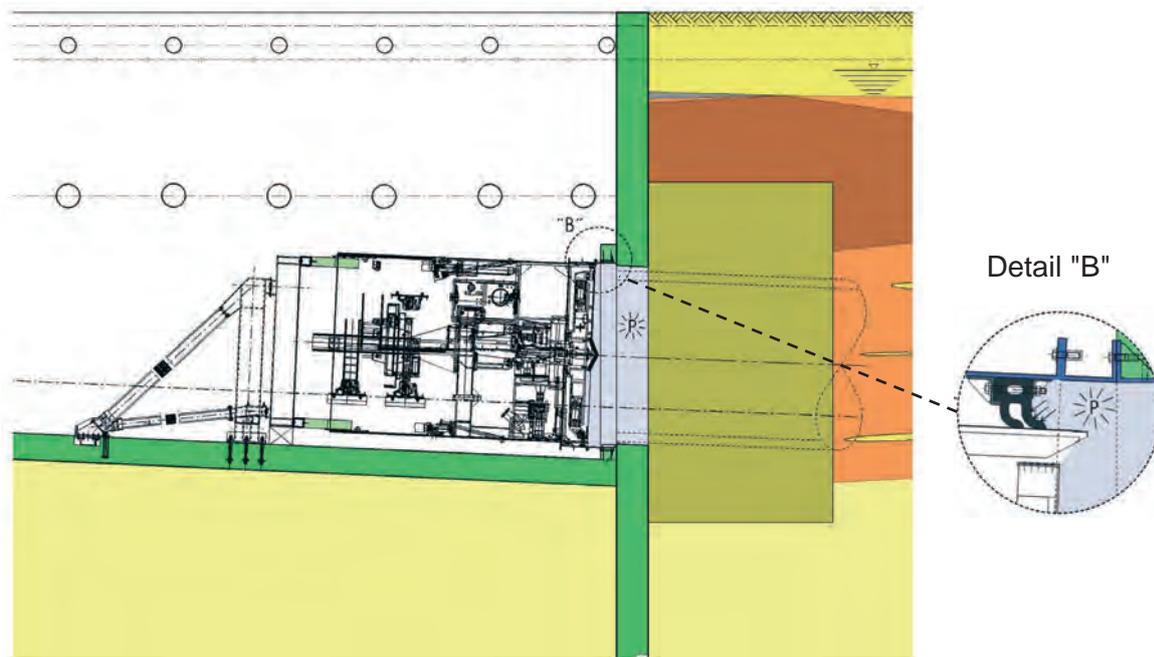


Abb. 5: Aufbrechen der Schlitzwand unter Druckluft

Die Anfahrbrille genügt als Abdichtung, wegen der selbstdichtenden Wirkung der Lippendichtung unter Druckluft (Detail B in Abb. 5). Der Schildmantel kann genau in der Anfahrbrille eingerichtet werden. Der Schild bewegt sich in dieser Phase nicht.

Eine neue Variante ist die Bewehrung der Anfahrwand mit Glasfaserstäben statt mit Stahl. Die Maschine wird mit Rollenmeißeln ausgerüstet und kann die Anfahrwand durchfahren. Mit dem Aufschneiden der Stirnwand wirkt schon die Dichtebene „Dichtbrille“.

Es gibt weltweit schon viele Anwendungen der Technologie. In Deutschland ist wegen fehlender Zulassung ein ausreichender Planungsvorlauf zu beachten.

4 Phase 2 - Einfahren in den Dichtkörper

Die Anfahrwand ist durchbrochen oder durchfahren, die Maschine fährt in den Dichtkörper ein. In Phase 2 gibt es zwei Dichtebenen, das sind

- der Dichtkörper
- die Anfahrbrille

Die Unvollkommenheit der ersten Dichtebene, des Dichtkörpers, wurde bei der Beschreibung der Phase 1 diskutiert, sofern ein DSV-Körper gewählt wird.

In der Phase 2 muss die zweite Dichtebene - die Dichtbrille - dieses Risiko auffangen. Beschrieben wird hier die konventionelle Lippendichtung (Abb. 6).

Die Lippendichtung verträgt eine maximale Abweichung von 50 mm. Toleranzen und Konizität des Schildmantels nehmen davon schon 20 mm weg. Bei einem Schilddurchmesser von 9 m werden diese 30 mm durch eine Winkelabweichung von 4,5° verbraucht. In jeder Phase beim Durchfahren der über 10 m langen Maschine darf diese Winkelabweichung nicht überschritten werden. Dieses Risiko ist zu beurteilen und zu bewerten.

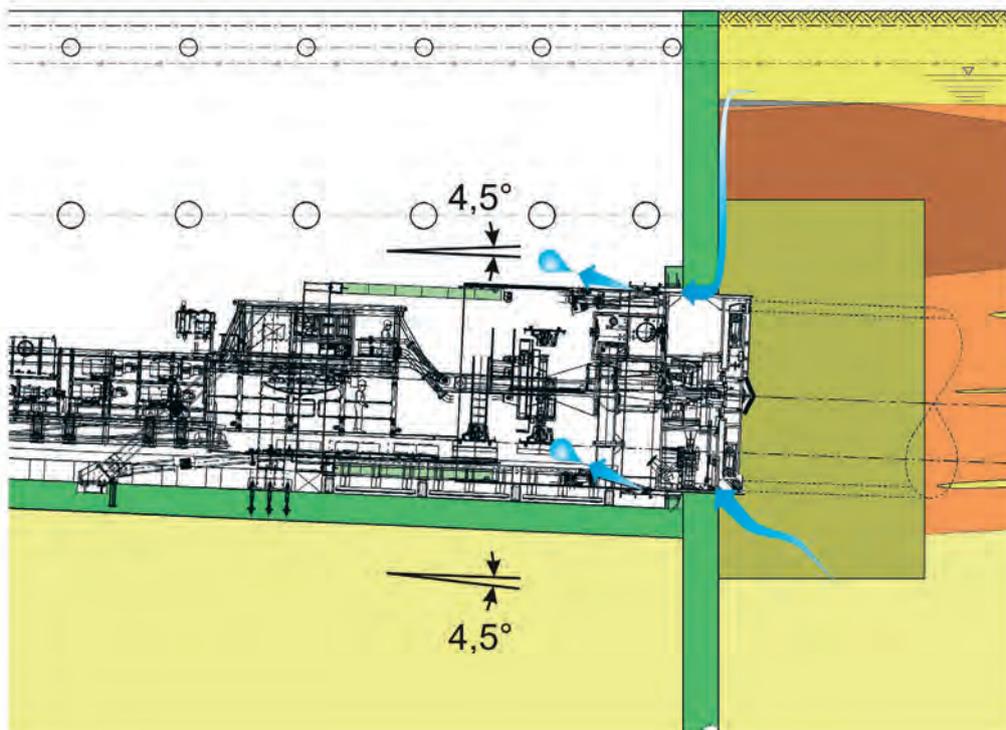


Abb. 6: Risiken bei Phase 2: Einfahren in den Dichtkörper

Bei entsprechenden Belastungen durch hohen Wasserdruck, bei erosionsanfälligen Böden, wird man das Risiko der Dichtebenen "einfache Dichtbrille" und "DSV-Körper" nicht eingehen. Eine Verbesserung der Dichtebene ist erforderlich.

Eine Erhöhung der Sicherheit wird erreicht durch einen Dichtwandkasten vor dem Startschacht. Innerhalb des Dichtwandkastens kann das Grundwasser abgesenkt werden und so die Belastung auf die Dichtsysteme reduziert werden. Eine Bodenverbesserung oder ein Dichtkörper im Dichtwandkasten ergänzt diese Maßnahme.

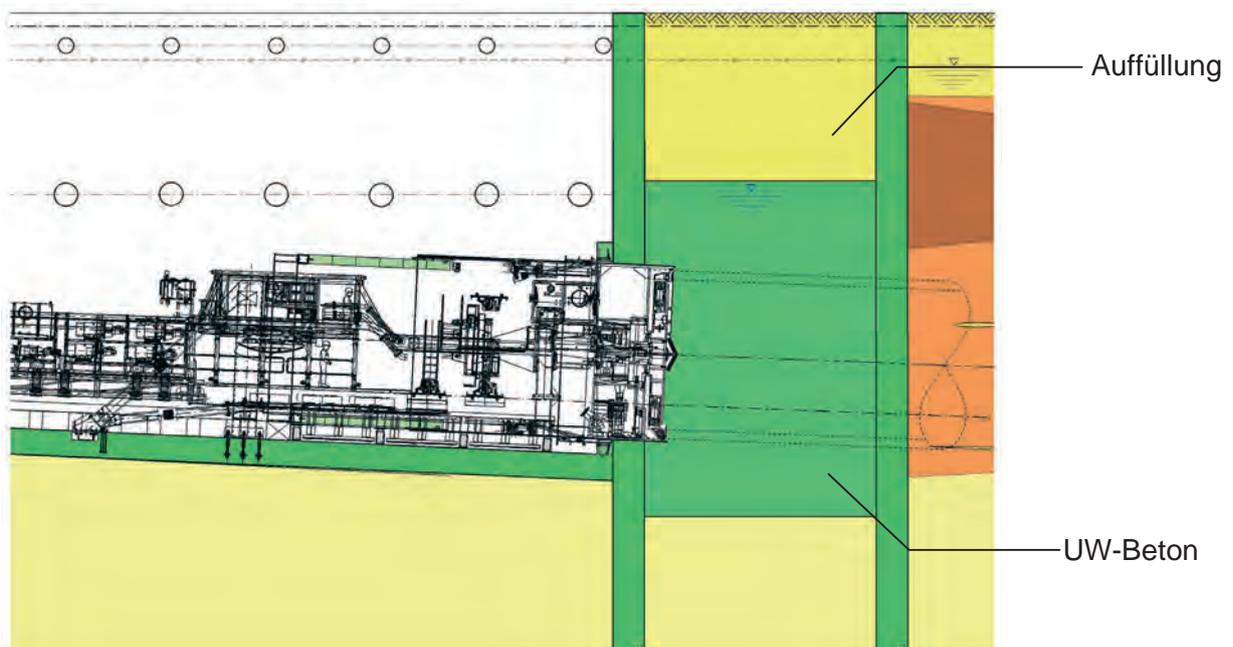


Abb. 7 Dichtkörper aus Unterwasserbeton

Eine weitere höhere Sicherheitsstufe ist die Herstellung des Dichtkörpers als Unterwasserbeton (Abb. 7). Dieser Dichtkörper ist weitgehend dicht, homogen und erosionsstabil. Nach dem Durchfahren dichtet der UW-Beton in der Fuge zwischen Tübbing bzw. Schildschwanzverpressung. Das ist mit Sicherheit die optimale, aber auch aufwändigste Lösung eines Dichtkörpers.

Ein Dichtwandkasten mit einer Spundwand ist eine oft ausgeführte Lösung, bringt aber eine neue Störung der Unstetigkeitsstelle für den weiteren Vortrieb: Vor dem Ausfahren muss die Spundwand gezogen werden. Das ist sehr schwer zu realisieren bei einem inneren DSV-Körper oder bei einem gegen die Spundwand betonierten UW-Beton.

5 Phase 3 - Ausfahren aus dem Dichtkörper

Wie auch immer der Dichtwandkasten ausgeführt wird: Der Sicherheitsgewinn zahlt sich nur aus, wenn er lang genug ist. „Lang genug“ heißt: Bevor die Maschine den Dichtkasten verlässt, soll die Tübbingauskleidung in der Dichtbrille sein.

Erst wenn die Tübbingauskleidung in der Dichtbrille ist, entschärft sich das Toleranzproblem der Dichtbrille. Mit dem Aufblasen und Verpressen eines Dichtschlauches entsteht eine feste Dichtung (Abb. 8).



Abb. 8: Langer Dichtwandkasten

Wenn der Dichtwandkasten einschließlich Dichtbrille kürzer als der Schild ist, bleibt das Toleranzproblem der Dichtbrille während des Ausfahrens aus dem Dichtwandkasten (Abb. 9).

Der volle Wasserdruck kann über den Spalt infolge Überschnitt beim Ausfahren aus dem Dichtwandkasten auf die Dichtbrille wirken.

Die zusätzliche Problematik einer vorderen Dichtwand als Spundwand wurde schon angesprochen. Der Kasten mit gezogener Spundwand ist nicht nur offen, durch die gezogene Spundwand ist eine Störung zum Dichtkörper vorhanden. Man kann (man muss) natürlich

beim Ziehen der Spundwand verpressen. Andererseits ist eine Trennschicht zwischen Spundwand und Dichtkörper nötig, dass man überhaupt ziehen kann.

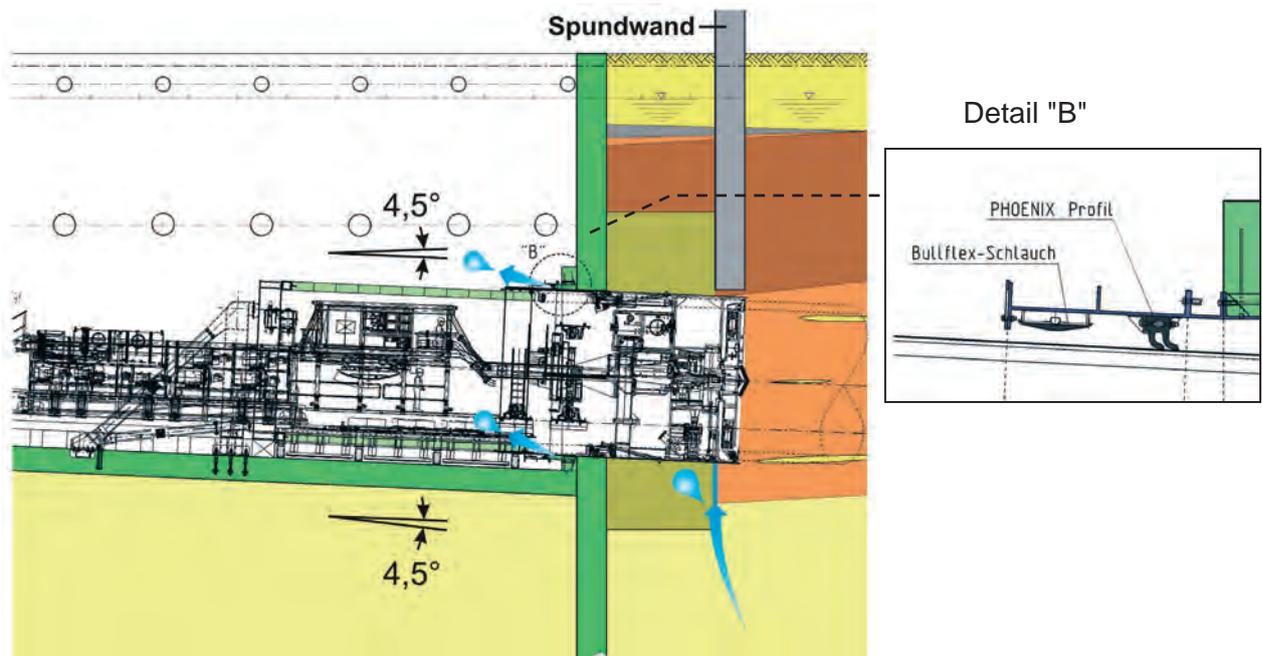


Abb. 9: Kurzer Dichtwandkasten mit Spundwand

Die gezogene Spundwand ist nicht nur ein Risiko des "kurzen" Dichtwandkastens, auch beim Vortrieb ist an dieser Stelle mit erhöhter Ausbläsergefahr zu rechnen.

6 Zusammenfassung

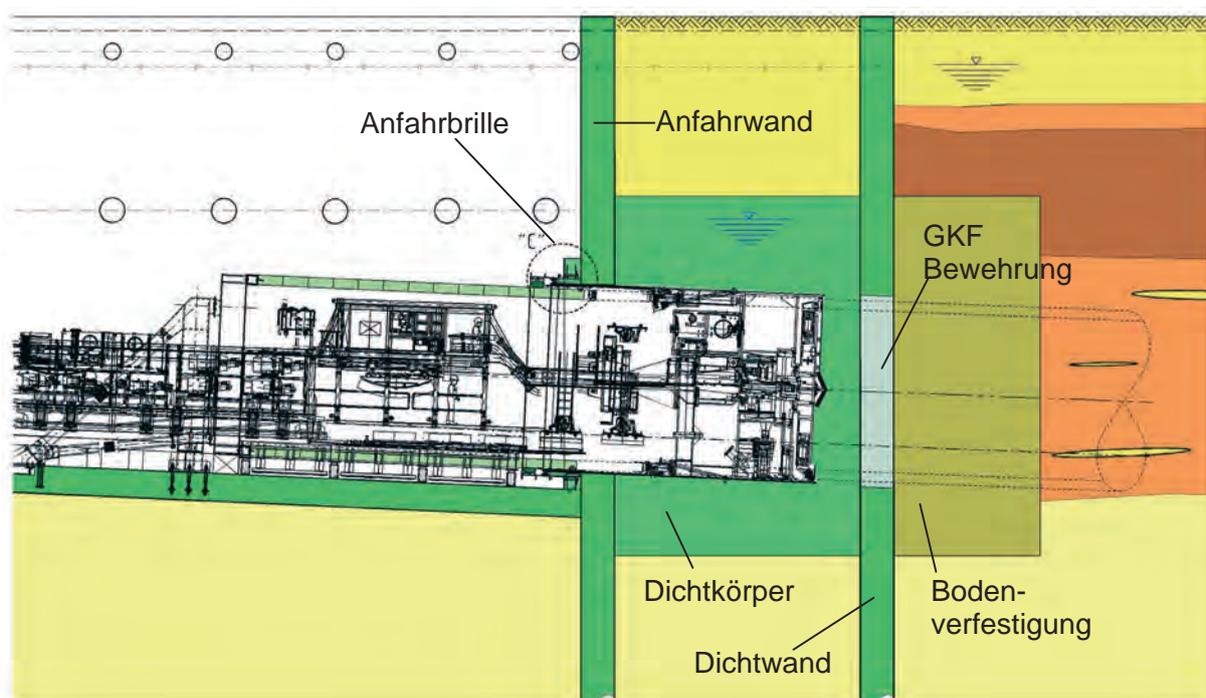


Abb. 10: Dichtwandkasten mit vorgelagerter Verfestigungskörper

Die „optimale“ Lösung der Startschachtausfahrt, ist der lange Dichtwandkasten mit wirksamer Verfestigung, ggf. mit einem Dichtkörper aus Beton, eingebracht in der ausgehobenen Baugrube. Die Stirnwand des Dichtwandkastens muss für die Maschine durchfahrbar sein. Sie muss - auch im Falle UW-Beton - den Erddruck aufnehmen. Die Spundwand, die gezogen werden muss, ist aus den genannten Gründen keine optimale Lösung. Möglich ist eine unbewehrte Schlitzwand oder die Bewehrung der Ausfahröffnung mit Glasfaserstäben.

Jede Schnittstelle - auch die Ausfahrt aus dem Dichtkörper - ist eine Störung des Vortriebes und auch ein Risiko für die Ortsbruststützung der Maschine. Eine Bodenverfestigung hinter dem Dichtwandkasten verbessert die Situation mit einer Verstetigung des Überganges.

Anwendung von Dichtkörpern beim maschinellen Tunnelbau

Dichtkörper/Bodenverbesserung

- GFK-Anfahrwand
- in situ Bodenverbesserung
- Dichtwandkasten
- Bodenverbesserung im Dichtwandkasten
- Dichtkörper im Dichtwandkasten
- vorgelagerte in situ Bodenverfestigung

Wasserdruck



*Abb. 11
Maßnahmen der
Bodenverbesserung als
Funktion des Wasser-
druckes*

In Abb. 11 sind die möglichen und notwendigen Maßnahmen aufgetragen.

Dabei müssen die Randbedingungen der Geohydrologie, stellvertretend dargestellt mit der Höhe des Wasserdruckes, betrachtet werden.

Bei kleinen Wasserdrücken genügt als Dichtkörper - im weiteren Sinn ist dieser Begriff zu verstehen - eine Anfahrwand, die direkt von der Maschine durchfahren wird. Die Dichtbrille übernimmt die Funktion der Dichtung allein. Mit einzelnen Wasserdurchtritten ist zu rechnen.

Ein vorgelagerter Dichtkörper kann den Sickerweg verlängern und den Boden stabilisieren. Bei kleinen Gradienten ist auch keine Erosion zu befürchten.

Werden die Wasserdrücke größer, der Boden instabiler, ist eine vorgelagerte Dichtwand oder ein Dichtwandkasten nötig.

Bei noch höheren Wasserdrücken und wenn Erosionen zu befürchten sind, ist innerhalb einer Baugrube eine Bodenverfestigung durchzuführen

Die aufwendigste Lösung ist ein UW-Beton als Dichtkörper im Dichtwandkasten.

Schließlich ist auch vor der Dichtkammer eine in situ Bodenverfestigung möglich um den Übergang zwischen Dichtkörper, Dichtwand, Boden kontinuierlich zu gestalten.

Jede der Maßnahmen ist richtig, wenn sie an die Geohydrologie angepasst eingesetzt wird. Es bleibt die Aufgabe des erfahrenen Ingenieurs, die sichere und wirtschaftliche Lösung zu wählen.

Verzeichnis der Vortragenden

Prof. Dr.-Ing. Dr.-Ing. E.h. Rudolf Floss		Fischerstraße 4 83700 Rottach-Egern
Prof. Dr.-Ing. Norbert Vogt	Technische Universität München Zentrum Geotechnik	Baumbachstr. 7 81245 München
Prof. Dr.-Ing. Richard Bamler	Technische Universität München Lehrstuhl für Methodik der Fernerkundung	Arcisstraße 21 80333 München
Dipl.-Ing. Ulrich Estermann	ELE-Erdbaulaboratorium Essen	Susannastraße 31 45136 Essen
Dipl.-Ing. Paul Pandrea	Keller Grundbau GmbH Beratung und Entwicklung	Kaiserleistraße 44 63067 Offenbach
Dr.-Ing. Ernst-Werner Raabe	CDM Jessberger GmbH	Am Umweltpark 3-5 44793 Bochum
Dr.-Ing. Fabian Kirsch	GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH	Dudenstraße 78 10965 Berlin
Dr.-Ing. Wolfgang Schwarz	Bauer Spezialtiefbau GmbH Abt. Bautechnik	Wittelsbacher Str. 5 86529 Schrobenhausen
Dr.-Ing. Klaus Weber	Züblin Spezialtiefbau GmbH	Albstadtweg 1 70567 Stuttgart
Prof. Dipl.-Ing. Wolfgang Ast		Gluckstraße 6 70195 Stuttgart
Dr.-Ing. Arndt Schubert	Dr.-Ing. A. Schubert Beratende Ingenieure für Geo- technik	Werner-v.-Siemens-Str. 17 82140 Olching

Dipl.-Ing. Guido Stephan	Bilfinger Berger AG NL Spezialtiefbau	Alfred-Ley-Straße 3 99310 Arnstadt
Dipl.-Ing. Johannes Glückert	Saturn v.o.f.	Postbus 35034 3005 DA Rotterdam Niederlande
Dr.-Ing. Jürgen Schwarz	DYWIDAG Bau GmbH vormals WD Engineering GmbH	Dywidagstraße 1 85609 Aschheim

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

Schriftenreihe

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

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

Heft 33	Schwarz, P.	Beitrag zum Tragverhalten von Verpresspfählen mit kleinem Durchmesser unter axialer zyklischer Belastung	2002
Heft 34	Hartmann, K.	Untersuchung zur Prognose von Anforderungswerten an die Beschleunigungsmesswerte der FDVK-Methode	2002
Heft 35		Beiträge zum 2. Geotechnik-Tag in München, Bauen im Grundwasser	2003
Heft 36		Beiträge zum 3. Geotechnik-Tag in München, Tunnel in offener Bauweise / spezielle Baugruben	2004
Heft 37		50 Jahre Lehrstuhl und Prüfamts für Grundbau, Bodenmechanik und Felsmechanik an der TU München <i>und</i> Beiträge zum 4. Geotechnik-Tag in München, Verfestigungskörper im Boden und Untergrundverbesserung	2005

