Forschung + Praxis 52

U-Verkehr und unterirdisches Bauen

Forum Injektionstechnik 2018

Sicher abdichten und ertüchtigen

Studiengesellschaft für Tunnel
und Verkehrsanlagen e. V. (STUVA), Köln

STUVA

FORUM INJEKTIONS TECHNIK 2018

Wir danken den Sponsoren!

MASSENBERG

BUILDING TRUST

BE SURE. BUILD SURE.

KELLER

DESOI Injection technique www.desoi.de

WEBAC® Unsere Formel – Ihre Lösung

TPH. waterproofing systems

DMI SPEZIAL INJEKTIONSARBEITEN

isolera

Stump

rascor Pioniere der Bauabdichtung

MINOVA

BM

URETEK® BEWAHREN, WAS UNS TRÄGT

wba® Abdichtungssysteme

BeMo Tunnelling GmbH
DESOI GmbH
DMI Injektionstechnik GmbH
isolera GmbH
Keller Grundbau GmbH
Massenberg GmbH
MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG
Minova CarboTech GmbH
Rascor Tunnel- und Spezialtiefbau GmbH
Sika Deutschland GmbH
Stump Spezialtiefbau GmbH
TPH Bausysteme GmbH
URETEK Deutschland GmbH
WBA Abdichtungssysteme
WEBAC-Chemie GmbH

Forschung + Praxis 52

U-Verkehr und unterirdisches Bauen

Sicher abdichten und ertüchtigen

Forum Injektionstechnik 2018 in Köln

veranstaltet von:

- Bauverlag BV GmbH, Gütersloh
- IBE-Ingenieure GmbH+Co. KG, Hennef
- STUVA e. V., Köln

21.–22. November 2018
Langfassung der Vorträge

STUVA

2018. Sicher abdichten und ertüchtigen

Vorträge zum Forum Injektionstechnik 2018 (Forschung + Praxis, U-Verkehr und unterirdisches Bauen; 52)

Herausgeber	Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen – STUVA – e. V., Köln
Veranstalter	bauverlag Wir geben Ideen Raum · IBE-Ingenieure GmbH+Co.KG · STUVA
Redaktion	Sonja Ferfers, Dr.-Ing. Christian Thienert
Satz & Layout	Sonja Ferfers, Gabriele Konopka
Umschlaggestaltung	Dipl.-Bibl. Martin Schäfer
Druck	Zum Stickling, Gütersloh
Erscheinungsdatum	November 2018
Verlag	Selbstverlag (STUVA)
ISBN	978-3-9819842-1-7
Titelbild	Alzkanal – Injektionsarbeiten im Stollen 2 (Foto: Dipl.-Geol. Felix Freude)

Copyright

© 2018. Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen – STUVA – e. V.
Mathias-Brüggen-Straße 41, 50827 Köln

Alle Rechte, insbesondere die der Übersetzung in andere Sprachen, vorbehalten. Kein Teil dieses Buches darf ohne schriftliche Genehmigung des Verlages/Herausgebers in irgendeiner Form – durch Fotokopie, Mikrofilm oder irgendein anderes Verfahren – reproduziert oder in eine von Maschinen, insbesondere von Datenverarbeitungsmaschinen, verwendbare Sprache übertragen werden.

Inhalt

Vorwort 5

Baugrundertüchtigung

Sailer, Martin
Fillibeck, Jochen
Geuder, Stephan
Ausführung einer Hebungsinjektion in stark durchlässigen Kiesen – Konzept und erzielter Erfolg 9

Gutjahr, Stephan
Otterbein, Reiner
Kombinierte Injektionsmaßnahmen zur Stabilisierung und Rückstellung von Einzelfundamenten einer Lagehalle unter Aufrechterhaltung des Betriebs 16

Forouzandeh, Yashar
Boley, Conrad
Tintelnot, Götz
Experimentelle Untersuchungen zur Injizierbarkeit von Acrylatgelen in verschiedenkörnigen Böden 24

Ouschan, Michael
Maroschek, Philipp
Sabew, Severin
Winkler, Leopold
Digitales Dokumentations- und Datenmanagement bei Injektionsmaßnahmen 32

Bauwerksabdichtung

Mähner, Dietmar
Schälicke, Hendrik
Engels, Michael
Minimalinvasive Fugensanierung – Ergebnisse von vertieften Eignungsuntersuchungen und erste Erfahrungen aus der Praxis 41

Schmid, Ruben
Wagner, Dennis
Eurasia-Tunnel Istanbul – Abdichtungsinjektionen bei hohem Wasserdruck und hohem Salzgehalt 47

de Hesselle, Jörg
Abdichtungsinjektionen zwischen Bestandsbauwerk und Neubau am Beispiel eines unterirdischen Fahrstuhlschachts 53

Qualitätssicherung und Recht

Fuchs, Bastian
Verformungen bei Injektionen – Spannungsfeld zwischen Ausschreibungspflicht des Auftraggebers und Beobachtungs- und Kooperationspflicht des Unternehmers 63

Kainrath, Adrian
Pfeffer, Robert
Hoiser, Sven
Umweltrelevante und physikalische Eigenschaften von chemischen Injektionsmitteln sowie geeignete Verfahren zu deren Qualitätssicherung 68

Schalk, Günther
Injektionen als Nebenangebote und Sondervorschläge – Chancen und Risiken 76

Bauwerksertüchtigung

Riffer, Anja
Ertüchtigung einer als WU-Beton geplanten Elementdecke mit Aufbeton 83

Freude, Felix
Gebauer, Bernd
Hechenbichler, Johann
Alzkanal – Mehrstufige Ertüchtigung zweier Stollenanlagen innerhalb eines Triebwerkkanals 89

Baugrundabdichtung

Kindler, Arne
Umweltverträgliche Baustoffe im Spezialtiefbau am Beispiel eines vollbiologischen Weichgels zur Injektion in den Baugrund 97

Wittke, Martin
Schmitt, Dieter
Abdichtung der Übergangszone zwischen unausgelaugtem und ausgelaugtem Gipskeuper durch Injektionen mit Pasten, Suspensionen und Polyurethanen bei Tunneln des Projekts Stuttgart 21 104

Hechenbichler, Johann
Eichiner, Hans
Landstorfer, Florian
Speicher Durlassboden – Anwendung eines Manschettenrohrsystems mit außenliegenden Vliespackern bei der Ertüchtigung von Dichtungsschleiern 111

Vorwort

Sehr geehrte Damen und Herren,
liebe Kolleginnen und Kollegen,

das Anwendungsgebiet von Injektionen im Bauwesen wird zunehmend größer. Während beispielsweise Abdichtungsinjektionen bei Neubauten in der Vergangenheit nur den „letzten Ausweg" darstellten, rücken diese zunehmend früher in den Fokus. Aber auch im Bestand hat die Injektionstechnik mittlerweile einen hohen Stellenwert. Richtige Planung und Ausführung vorausgesetzt, stellt sie eine sichere und häufig auch wirtschaftliche Lösung dar.

Gerade ältere Wohn- und Bürogebäude weisen zunehmend Mängel an der Bauwerksabdichtung auf. Feuchtigkeit führt zur Nichtnutzbarkeit und kann bei länger voranschreitenden Schädigungsprozessen die Dauerhaftigkeit und letztlich sogar die Standsicherheit negativ beeinflussen.

Entsprechendes kann auch an vielen Ingenieurbauwerken unserer Verkehrsinfrastrukturen beobachtet werden. Der neue Bundesverkehrswegeplan 2030 sieht deshalb umfangreiche Investitionen mit einem Gesamtumfang von ca. 270 Mrd. Euro vor. Die Ausgaben sollen dem Prinzip „Erhalt vor Aus- und Neubau" folgen, so dass auch das Marktvolumen der Injektionen in diesem Bereich weiterhin stark wachsen wird.

Die Beiträge des Forums Injektionstechnik 2018 decken diesbezüglich die gesamte Vielfalt der Injektionen im Bauwesen ab. Bei der Auswahl haben wir ein besonderes Augenmerk darauf gerichtet, insbesondere Praxiserfahrungen anhand von konkreten Bauprojekten zu vermitteln. Aber auch einige grundlegende Betrachtungen zu Injektionsmaterialien und rechtlichen Aspekten haben wir in das Programm aufgenommen.

Bei Baugrundinjektionen erstrecken sich die ausgewählten Ausführungsbeispiele einerseits auf die ganze Breite von denkbaren Aufgaben in Form von Heben, Stabilisieren und Abdichten. Andererseits werden besondere Details vorgestellt, die für das zeit- und kostengerechte Abwickeln von Baumaßnahmen immer bedeutender werden: Digitalisierung, Qualitätssicherung, Umweltverträglichkeit.

Bei den Bauwerksinjektionen kommen neben den „Klassikern" wie undichte wasserundurchlässige Betonkonstruktionen weitere Einsatzzwecke hinzu. Dazu zählen beispielsweise minimalinvasive Maßnahmen zur Betoninstandsetzung, die Ertüchtigung bestehender Abdichtungsbahnen mittels Flächeninjektionen oder auch Schleierinjektion im Kontaktbereich zum Baugrund.

Das Forum Injektionstechnik 2018 bringt als einzigartiger Treffpunkt der Branche wieder einmal alle am Bau Beteiligten zusammen: Bauherren, Fachplaner, ausführende Unternehmen und die Zulieferindustrie. Erweitern Sie Ihre fachliche Kompetenz durch die hochkarätigen Vorträge von renommierten Referenten. Und nutzen Sie die angegliederte Fachausstellung zum intensiven Networking, so dass Sie an gleicher Stelle auch Ihre persönlichen Kontakte vertiefen können.

Wir begrüßen Sie sehr herzlich zum 3. Forum Injektionstechnik und laden Sie zu anregenden Gesprächen und zum Erfahrungsaustausch mit Fachleuten ein. In diesem Zusammenhang auch einen herzlichen Dank an die Sponsoren und Aussteller, die mit ihrem Beitrag eine solche Veranstaltung erst möglich machen.

Dr.-Ing. Roland Leucker

Geschäftsführer
STUVA e. V.

Michael Voss

Geschäftsführer
Bauverlag BV GmbH

Dipl.-Ing. Jörg de Hesselle

Geschäftsführer
IBE-Ingenieure GmbH+Co.KG

Baugrundertüchtigung

Martin Sailer, M. Sc., Technische Universität München, Zentrum Geotechnik, München (D)
Jochen Fillibeck, Dr.-Ing. habil., Technische Universität München, Zentrum Geotechnik, München (D)
Stephan Geuder, Dipl.-Ing., Autobahndirektion Südbayern, München (D)

Ausführung einer Hebungsinjektion in stark durchlässigen Kiesen – Konzept und Erfolg

Der im Süden Bayerns bei Garmisch-Partenkirchen gelegene Tunnel Oberau durchquert in einem Teilabschnitt die stark durchlässigen Kiese des Gießenbachtals. Die Spritzbetonvortriebe der beiden Tunnelröhren verlaufen in diesem Bereich mit nur geringer Überdeckung unter setzungsempfindlicher Bebauung. Um die erwarteten Setzungen von mehreren Zentimetern auf ein verträgliches Maß zu reduzieren, wurden im Bereich unter den Gebäuden Hebungsinjektionen ausgeführt. Dieser Beitrag behandelt die Problematik von Hebungsinjektionen in grobkörnigen Böden und stellt das mit Erfolg angewandte Hebungsinjektionskonzept vor. Neben den Erkenntnissen aus Hebungsinjektionsversuchen an einem Probefeld wird auf die Anhebung einer 6.000 m² großen Industriehalle eingegangen. Die erfolgreiche Ausführung der Hebungsinjektionen konnte anhand von geotechnischen Verformungsmessungen im Untergrund, Echtzeitmessungen am Bauwerk und der daraus abgeleiteten Effizienz der Hebungsinjektionen dargelegt werden.

1 Einleitung

Die Autobahn A95 von München in Richtung Garmisch-Partenkirchen endet ca. 3 km vor der Gemeinde Oberau und wird dort auf die Bundesstraße B2 geführt. Bei einem durchschnittlichen Verkehrsaufkommen von ca. 26.000 Fahrzeugen täglich [1], an Wochenenden und Ferienzeiten von bis zu 45.000 Fahrzeugen [2], kommt es im Bereich der anschließenden Ortsdurchfahrung Oberau zu erheblichen Stauungen. Durch den zweispurigen Ausbau der Bundesstraße und einer Untertunnelung der Gemeinde soll in Zukunft das Verkehrsaufkommen bewältigt werden.

Die Herstellung der Tunnelstrecke erfolgte in bergmännischer Bauweise. Neben zwei Vortriebsabschnitten im Festgestein durchquert die Trasse auf einer Länge von ca. 530 m die Lockergesteinslagen des Gießenbachtals. In diesem Abschnitt unterquert der Tunnel mehrere Gebäude in einem Gewerbegebiet. Die Fundamente der Bestandsbebauung befinden sich hier nur ca. 11 m über der Tunnelfirste. Aufgrund der prognostizierten Setzungen von ca. 6 cm war von einer erheblichen Beschädigung der setzungsempfindlichen Bebauung auszugehen. Um dennoch eine schadensfreie Unterfahrung der Gebäude zu gewährleisten, wurden die auftretenden Setzungen durch eine Hebungsinjektionsmaßnahme kompensiert. Eine besondere Herausforderung stellte die Ausführung von Hebungsinjektionen zur Anhebung einer Industriehalle auf einer Fläche von ca. 6.000 m² in den stark durchlässigen Kiesen dar.

2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse im Bereich des Gießenbachtals

Im Zuge der Tunnelplanung wurde ein umfangreiches geologisches Untersuchungsprogramm durchgeführt. Im Bereich des Gießenbachtals wurden 19 Kernbohrungen und 14 Rammsondierungen durchgeführt. Davon wurden 17 Bohrungen zu Grundwassermessstellen ausgebaut. Der daraus abgeleitete geologische Längsschnitt ist in **Bild 1** dargestellt.

Der Vortriebsabschnitt im Bereich des Gießenbachtals besteht aus alluvial abgelagerten Lockergesteinslagen. Von der Geländeoberkante (GOK) bis zu einer Tiefe von ca. -50 m wurde eine Kieslage angetroffen. Darunter befinden sich die glazialen Ablagerungen einer Grundmoräne. Die Kieslage kann in eine Obere und Untere Kieslage unterteilt werden. Deren Schichtgrenze wurde zum Großteil in einer Tiefe von ca. 15 m bis 22 m unter GOK erkundet. Der Tunnel verläuft überwiegend in den Oberen Kiesen, lediglich bereichsweise werden

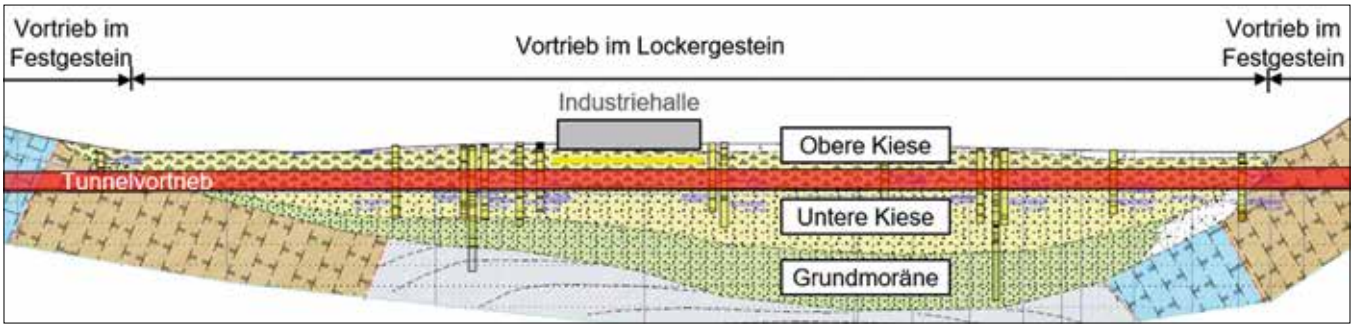


Bild 1 Geologischer Längsschnitt im Gießenbachtal

die Unteren Kiese durch den Strossen-Sohlvortrieb durchörtert.

Die Oberen Kiese weisen einen vergleichsweise höheren Stein- und Feinkornanteil auf und sind abschnittsweise stark mit Steinen und Blöcken durchsetzt. Diese wurden mit Kantenlänge von bis zu 50 cm angetroffen. Teilweise wurden auch geringmächtige feinkörnige Zwischenlagen angetroffen. Die Unteren Kiese bestehen hauptsächlich aus sandigen, schwach steinigen Kiesen. Lokal wurden sowohl feinkornfreie Rollkieslagen als auch geringmächtige Sand- und Schluffschichten erkundet.

Gemäß den Ergebnissen der durchgeführten Bohrlochrammsondierungen weisen die Oberen und Unteren Kiese überwiegend eine mitteldichte bis sehr dichte Lagerung auf. Nach [3] können die oberen Kiese mit einem k_f-Wert von ca. $1{,}5 \cdot 10^{-4}$ m/s bis $2{,}0 \cdot 10^{-3}$ m/s als stark durchlässig eingestuft werden. Der Wasserstand liegt üblicherweise etwa 2 m unter der Tunnelsohle. Im Frühjahr, im Zuge der Schneeschmelze kann dieser jedoch bis auf Höhe der Tunnelachse ansteigen.

3 Spritzbetonvortrieb im Gießenbachtal

Die beiden Tunnelröhren (Ausbruchsquerschnitt jeweils ca. 112 m²) wurden im Kalottenvortrieb in einem Achsabstand von 30 m aufgefahren. Die Oströhre folgte der Weströhre in einem Abstand von ca. 100 m. Um einen sicheren Vortrieb im Bereich der Bestandsbebauung zu erreichen, wurden als vorauseilende Sicherungsmittel Ortsbrustanker und bis zu 72 Rohrspieße mit einer Länge von 6 bis 8 m verwendet (**Bild 2**).

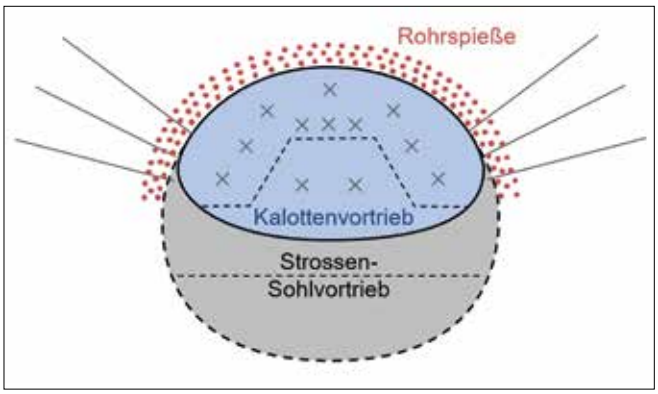


Bild 2 Vortriebskonzept und Sicherungsmittel im Bereich unter der Bestandsbebauung [4]

4 Hebungsinjektionen im Gießenbachtal

4.1 Allgemeines zum Verfahren der Hebungsinjektion

Mit dem Verfahren der Hebungsinjektion können gezielt Setzungen an Gebäuden durch die lokale Anhebung des Baugrunds kompensiert werden. Hierzu wird ein flächiger Injektionsschirm unter dem anzuhebenden Gebäude erstellt, von dem aus über vielzählige Injektionsstellen (Manschetten) eine zementhaltige Suspension in den Boden eingepresst wird (**Bild 3, links**). Durch diese Injektion wird der Boden aufgerissen (hydraulische Rissbildung) und verdrängt, es kommt zur Anhebung des Gebäudes. Durch die Vielzahl an Manschetten eines Injektionsschirms sowie das mehrfache Verpressen jeweils kleiner Suspensionsmengen kann die Anhebung sehr gezielt an die Anforderungen angepasst werden. Die auftretenden Verformungen am Bauwerk werden durch Echtzeitmessungen mithilfe eines Schlauchwaagenmesssystems überwacht.

Der Injektionsschirm besteht aus mehreren Reihen an Manschettenrohren, die jeweils in eine verrohrte Bohrung eingestellt und verdämmt werden (**Bild 3, rechts**). Das Manschettenrohr besitzt in einem Abstand von 0,50 m Injektionsöffnungen, die mit einer Gummimanschette umschlossen sind. Mithilfe eines Injektionsrohrs und Doppelpackern erfolgt das Verpressen der Suspension in den Boden. Ist die vorgegebene Suspensionsmenge erreicht (ca. 10 bis 80 l) [5], wird zur nächsten Manschette gewechselt. Nachdem alle geplanten Manschetten des Injektionsschirms beaufschlagt wurden, kann der Vorgang wiederholt werden; es beginnt der nächste Injektionsdurchgang.

Wie wirkungsvoll das Injizieren einer Suspension zu einer entsprechenden Anhebung führt, kann anhand der Effizienz der Hebungsinjektion beurteilt werden. Die Effizienz der Hebungsinjektion beschreibt das Verhältnis aus erzeugtem Hebungsvolumen zur injizierten Suspensionsmenge.

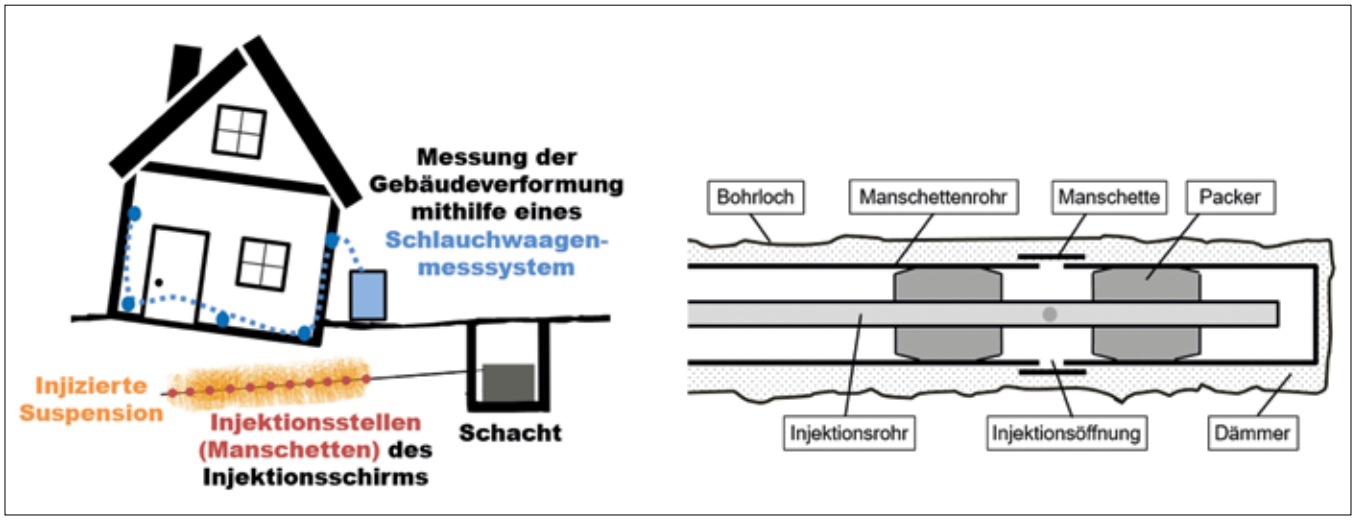


Bild 3 Hebungsinjektion; links: Prinzipskizze; rechts: Injektionstechnik

4.2 Problemstellung

Die Ausführung von Hebungsinjektionen ist technisch herausfordernd und kostenintensiv. Wesentliche Kostenfaktoren sind die Herstellung des Injektionsschirms, die erforderliche Menge an Suspension sowie die Injektionsdauer. Besonders anspruchsvoll ist die Ausführung von Hebungsinjektionen in stark durchlässigen Kiesen, da hier im Gegensatz zu feinkörnigen Böden die Suspension in den großen Porenräumen drucklos abfließen kann, ohne dass sich eine Hebung einstellt. Daher wurden bei früheren Projekten in grobkörnigen Böden die Porenräume des Bodens über bzw. unter dem eigentlichen Hebungsinjektionsschirm durch einen oder zwei zusätzliche Injektionsschirme vergütet und/oder die Porenräume auf Höhe des Hebungsinjektionsschirms durch zusätzliche Poreninjektionen vorab verfüllt. Daraus ergibt sich gegenüber der Hebungsinjektion im feinkörnigen Boden nochmals eine erhebliche Kostensteigerung.

Zur Kostenreduzierung wurde im Rahmen der Hebungsinjektionsmaßnahme in den stark durchlässigen Kiesen im Gießenbachtal ein anderes Injektionskonzept verfolgt: Durch das Injizieren einer möglichst dickflüssigen Suspension sollte verhindert werden, dass sich die Suspension unkontrolliert und ineffizient im Baugrund ausbreiten kann. Damit sollte auf die Herstellung zusätzlicher Injektionsschirme oder eine planmäßige Poreninjektion vorab der Hebungsinjektion verzichtet werden.

4.3 Voruntersuchungen am Probefeld

Mit dem Probefeld (**Bild 4**) war nachzuweisen, dass das in Abschnitt 4.2 beschriebene neuartige Injektionskonzept zur Ausführung der Hebungsinjektion in Kiesen geeignet ist und es sollte die hierfür zweckmäßige Suspension ausgewählt werden.

Ähnlich zu den Hebungsinjektionen unter der Industriehalle wurde für das Probefeld der Injektionsschirm in einer Tiefe von 7,5 m unter GOK hergestellt. Hierzu wurden sechs verrohrte Bohrungen von je 18 m Länge mit einem Gefälle von 3 % aus einem Schacht abgeteuft. Diese wurden jeweils mit einer Reihe von Stahlmanschettenrohren (Ø 60,3 × 3,60 mm × 3 m bei 50 cm Manschettenabstand) bestückt und verdämmt. Die Manschettenrohre besaßen einen maximalen Abstand von planmäßig ca. 2,15 m.

Im Rahmen des Probefeldes wurden drei verschiedene Suspensionsmischungen getestet. Ziel war es, eine möglichst hochviskose Suspension zu verwenden, die sich noch gut verarbeiten lässt, innerhalb weniger Stunden ihre Eigenschaften im Vorratsbehälter nicht signifikant ändert und pumpbar ist. Bei allen Mischungen wurde ein Fertigprodukt aus Zement, Füllern sowie latent-hydraulischen und puzzolanischen Stoffen verwendet. Die Eigenschaften der ausgewählten Suspensionsmischung Typ 3 sind in **Tabelle 1** zusammengestellt.

Im Gegensatz zu Poreninjektionen wurden gemäß dem hier ausgeführten neuartigen Injektionskonzept verhältnismäßig

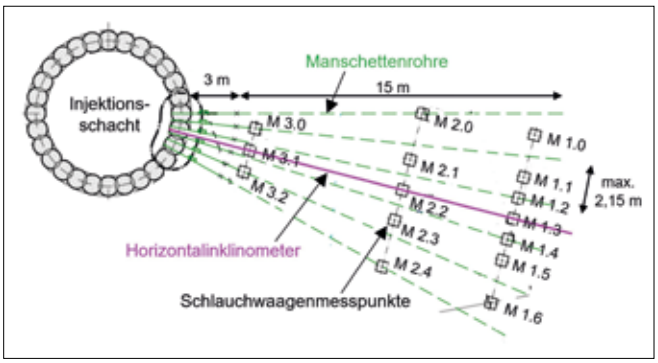


Bild 4 Übersicht des Probefelds

geringe Suspensionsmengen von 30 bis 45 Litern pro Manschette je Injektionsdurchgang verpresst.

Zur Messung der auftretenden Verformungen an der Geländeoberfläche wurden insgesamt 15 Schlauchwaagenmesspunkte installiert. Aufgrund der tiefen Lage des Injektionsschirms war zu erwarten, dass die im Untergrund erzeugten Hebungen nicht im vollen Umfang an der Geländeoberfläche auftreten werden. Um jedoch bereits möglichst frühzeitig erkennen zu können, ob durch das neuartige Injektionskonzept die beabsichtigte Anhebung des Baugrunds erreicht wird, wurden zusätzlich die Baugrundverformungen direkt über dem Injektionsschirm (d. h. in 1 m Abstand) mithilfe eines Horizontalinklinometers gemessen. Die Verformungsmessungen nach der 2. und 4. Injektion aller Manschetten sind in **Bild 5** dargestellt.

Bereits nach dem 2. Durchgang wurden am Horizontalinklinometer Hebungen von 4 mm erreicht. Dies zeigt, dass die verwendete Suspension nicht wirkungslos in den Porenraum eindringt, sondern frühzeitig zur gewünschten Verdrängung des Bodens führt. Nach Abschluss des 4. Durchgangs stieg die Verformung auf bis zu 18 mm an. An der Geländeoberfläche fielen aufgrund der großen Bodenüberlagerung von 7,5 m die Hebungen erwartungsgemäß zunächst etwas geringer aus. Dennoch wurden bereits im 2. Durchgang ca. 2 mm Hebung und nach dem 4. Durchgang bis zu ca. 5 mm Hebung erreicht.

Um zu untersuchen, ob die zur Sicherung vor Setzungsschäden erforderliche Anhebung der Industriehalle erreicht werden kann, wurden noch zusätzliche Injektionsdurchgänge durchgeführt. In der Folge wurden in einzelnen Bereichen die Manschetten bis zu 13-mal beaufschlagt. Dadurch konnten an der Geländeoberfläche Hebungen zwischen ca. 19 mm am Rand und ca. 70 mm in der Mitte des Probefelds erreicht werden.

Die Ergebnisse des Probefelds zeigten, dass das vorgeschlagene Injektionskonzept für die Anwendung von Hebungsinjektionen in derartig durchlässigen Kiesen geeignet ist. Mit der gewählten dickflüssigen Suspension ließ sich sowohl die gewünschte frühe Anhebung des Baugrunds sowie eine ausreichend große Hebung erzeugen.

Tabelle 1 Eigenschaften der gewählten Suspensionsmischung Typ 3

Suspensions-mischung	Wasser-Feststoff-Verhältnis [-]	Dichte [kg/l]	Marsh-Zeit [s]	Fließgrenze [N/m²]	Temperatur [°C]
Typ 3	1,0	1,60	42	54	15–22

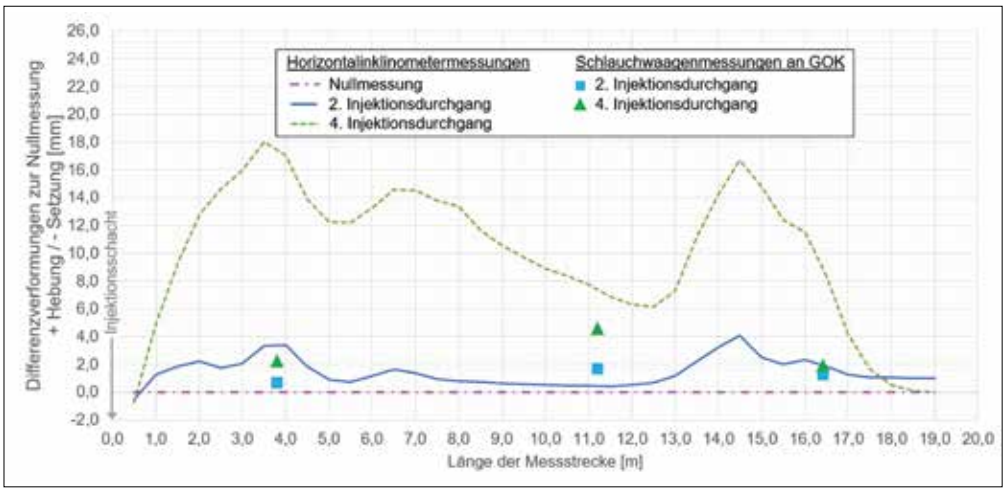


Bild 5 Horizontalinklinometer- und Schlauchwaagenmessungen am Probefeld

Tabelle 2 Definierte Alarm-, Eingreif- und Grenzwerte

	Alarmwert	Eingreifwert	Grenzwert
Tangentenneigung zwischen Einzelfundamenten	1/500	1/350	1/250

4.4 Ausführung der Hebungsinjektionen unter der Industriehalle

4.4.1 Allgemeines

Die in **Bild 6** dargestellte Industriehalle wurde auf einer Länge von ca. 88 m durch zwei Tunnelröhren in einer Tiefe von 11 m unterfahren. Um das Gebäude vor Setzungsschäden zu sichern, wurden auf einer Fläche von ca. 6.000 m² Hebungsinjektionen ausgeführt. Die Hebungsinjektionen wurden im Bereich mittig zwischen der Tunnelfirste und den Stützenfundamenten der Industriehalle angeordnet. Für den Einbau der Manschettenrohre wurden ausgehend von vier Schächten insgesamt 7.730 m Bohrmeter mit Einzellängen von bis zu 53 m mit einem Gefälle von 3 % und einem maximalen Achsabstand von 2 m hergestellt. Außerdem wurde aus den Injektionsschächten L1, L3 und L4 jeweils ein Horizontalinklinometer oberhalb des Injektionsschirms installiert.

Die Hallenkonstruktion besteht im Einflussbereich der Tunnelunterfahrung überwiegend aus einer Stahlbeton-Fertigteil-Konstruktion. Insgesamt befanden sich 75 Stützen im setzungsrelevanten Bereich. Anhand einer statisch-konstruktiven Beurteilung der zulässigen Setzungsdifferenzen der Industriehalle wurden zur Überwachung des Gebäudes Alarm-, Eingreif- und Grenzwerte festgelegt. Die daraus abgeleiteten Tangentenneigungen zwischen zwei benachbarten Einzelfundamenten der Stützenkonstruktion sind in **Tabelle 2** aufgeführt.

Während der Baumaßnahme wurden die Stützenverformungen automatisch im Minutentakt durch ein Schlauchwaagenmesssystem erfasst und mit den zulässigen Setzungsdifferenzen abgeglichen. Parallel zu den Hebungsinjektionsarbeiten wurden die Gebäudeverformungen durch das Baustellenpersonal überwacht. Die Verformungen konnten hierzu jederzeit über ein Onlineportal eingesehen werden. Im Falle einer Überschreitung der zulässigen Werte erfolgte eine automatische Benachrichtigung.

Aus Standsicherheitsgründen (bezüglich Stabilität der Ortsbrust und der frischen Spritzbetonschale) wurden in einem Bereich von 20 m vor- und nachlaufend zur Ortsbrust keine Hebungsinjektionen ausgeführt. Da bereits der Kalottenvortrieb die zulässigen Setzungsdifferenzen überschritten hätte, war es erforderlich, dass ein Teil der Setzungen durch eine Vorhebung des Gebäudes kompensiert wurde. Hierzu wurden 2/3 der prognostizierten Setzungen des Kalottenvortriebs als spiegelbildliches Abbild der Setzungsmulde (negative Setzungsmulde) als Vorhebung unter dem Gebäude aufgebracht. Der Verlauf der prognostizierten Setzungsmulde sowie die planmäßige Vorhebung sind in **Bild 7** dargestellt.

Analog zur Ausführung des Kalottenvortriebs mit vorausgehender Vorhebung der Industriehalle war vorab des Strossen-Sohlvortriebs eine Zwischenhebung des Gebäudes er-

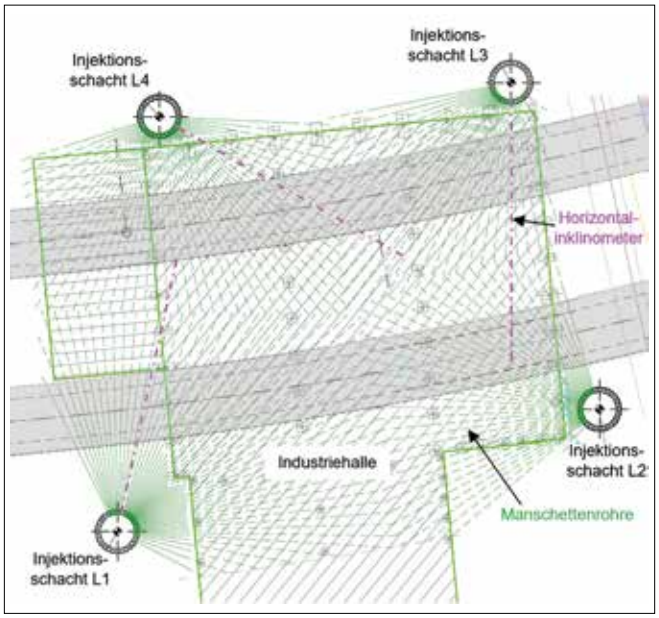


Bild 6 Anordnung der Manschettenrohre und Horizontalinklinometer unter der Industriehalle

forderlich. Die nachfolgenden Auswertungen beziehen sich auf die anspruchsvollere Ausführung der Vorhebung, da zum einen im Rahmen der Vorhebung vergleichsweise größere Hebungsbeträge erreicht werden mussten und zum anderen gerade die ersten Injektionsdurchgänge in den noch nicht injizierten stark durchlässigen Kiesen als kritischer einzustufen sind. Nachfolgend wird auf die Erkenntnisse aus den Verformungsmessungen der Horizontalinklinometer, die lokale Verteilung der Suspensionsmengen sowie auf die Effizienz der Hebungsinjektionsmaßnahme eingegangen.

4.4.2 Auswertung der Baugrundverformungen im Nahbereich der Hebungsinjektionen

Im Rahmen der Untersuchungen an einem Probefeld konnte bereits die Eignung des Injektionskonzepts aufgezeigt werden (Abschnitt 4.3). Um auch im Zuge der Hebungsinjektionen unter der Industriehalle überprüfen zu können, ob hier ebenfalls die ersten Injektionsdurchgänge eine Anhebung im Untergrund bewirken, wurden die Verformungsmessungen der Horizontalinklinometer ausgewertet. In **Bild 8** sind das Ergebnis einer Stichtagsmessung des am Schacht L3 verbauten Horizontalinklinometers, die injizierte Suspensionsmenge pro Quadratmeter sowie die Anzahl an Beaufschlagung je Manschette dargestellt. Pro Injektion wurden 30 bis 45 l Suspension je Manschette bei einer Verpressrate von 10 l/min injiziert. Das Horizontalinklinometer befindet sich ca. 2,5 m oberhalb des Injektionsschirms bei Schacht L2 bzw. Schacht L3.

Im ersten Injektionsdurchgang wurden alle Manschetten des Injektionsschirms beaufschlagt. Je nach Manschettenrohrabstand und noch erforderlicher Anhebung wurde in den weiteren Injektionsdurchgängen nicht mehr jede Manschette beaufschlagt.

Bereits während des zweiten Injektionsdurchgangs stellten sich entlang der gesamten Messstrecke des Horizontalinklinometers Hebungen ein. Zwar unterlagen die injizierten Suspensionsmengen und die erreichten Hebungen einer gewissen Schwankungsbreite, im Allgemeinen jedoch waren ca. 75 l/m² notwendig, um Hebungen zwischen 3 mm bis 5 mm zu erreichen (Messstrecke 14 m bis 41 m). Zur Anhebung des Bodens in der Nähe des Schachtes (1,5 m bis 6,5 m) waren im Verhältnis ähnliche Suspensionsmengen erforderlich (ca. 175 l/m² bei ca. 11 mm Hebung).

Aufgrund der Erkenntnis, dass bereits bei der Injektion von verhältnismäßig geringen Suspensionsmengen erste Hebungen erreicht werden, kann der Vorteil des hier angewendeten Hebungsinjektionskonzepts gegenüber einer Ausführungsvariante mit zusätzlicher Poreninjektion vorab der Hebungsinjektion veranschaulicht werden: Unter der Annahme einer gleichmäßigen, flächigen Ausbreitung der Suspension würde eine Poreninjektion von 75 l/m² lediglich den Porenraum eines 30 cm dicken, 1 m² großen Bodenpakets (Porenanteil ca. 25 %) verfüllen ohne eine planmäßige Hebung zu erreichen. Bei einer derartig geringen Mächtigkeit des injizierten Bodens kann für die im Nachgang auszuführenden Hebungsinjektionen nicht ausgeschlossen werden, dass infolge der hydraulischen Rissbildung (Abschnitt 4.1) die Suspension auch in nicht injizierte Bodenbereiche vordringt und damit keine größeren Hebungen erreicht werden als in der Ausführungsvariante ohne Poreninjektion.

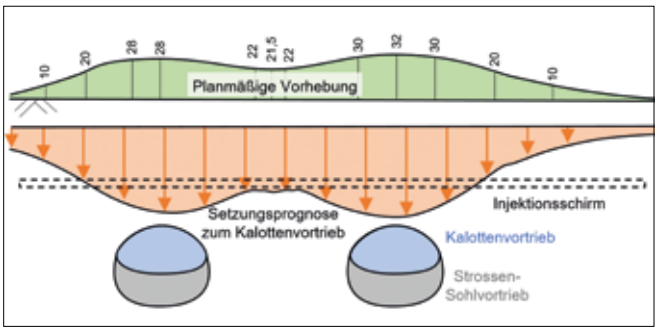


Bild 7 Setzungsprognose zum Kalottenvortrieb und planmäßige Vorhebungen [mm]

4.4.3 Auswertung zur erreichten Effizienz der Hebungsinjektionen

Um die geplante Vorhebung an der Industriehalle zu erreichen, wurden an 178 Tagen insgesamt ca. 1.285.000 l Suspension injiziert. In **Bild 9** links sind die Suspensionsmengen je Quadrant (2,5 m × 2,5 m) der ca. 6.000 m² großen Hebungsinjektionsfläche dargestellt. Je nach Größe der erzeugten Vorhebung variierten auch die benötigten Suspensionsmengen. Um Hallenbereiche unterschiedlicher Vorhebungsbeträge miteinander vergleichen zu können, wurde die Effizienz der Hebungsinjektion ermittelt. Dabei ist zu beachten, dass nicht nur die Injektionen direkt unter der Hallenstütze zu einer Anhebung der Stütze führen, sondern auch Injektionen in einem gewissen Umkreis um die Stütze. Anhand einer Gegenüberstellung der aufgetretenen Verformungen mit den in diesem Zeitraum

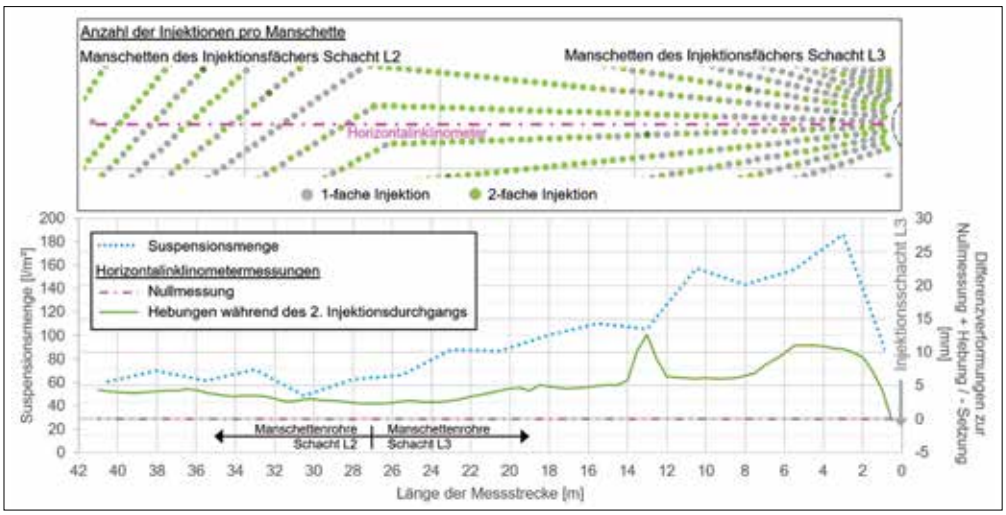


Bild 8 Hebungen infolge des Injektionsvorgangs
oben: Anzahl der Beaufschlagungen pro Manschette
unten: Verformungsmessung des Horizontalinklinometers und Suspensionsmenge

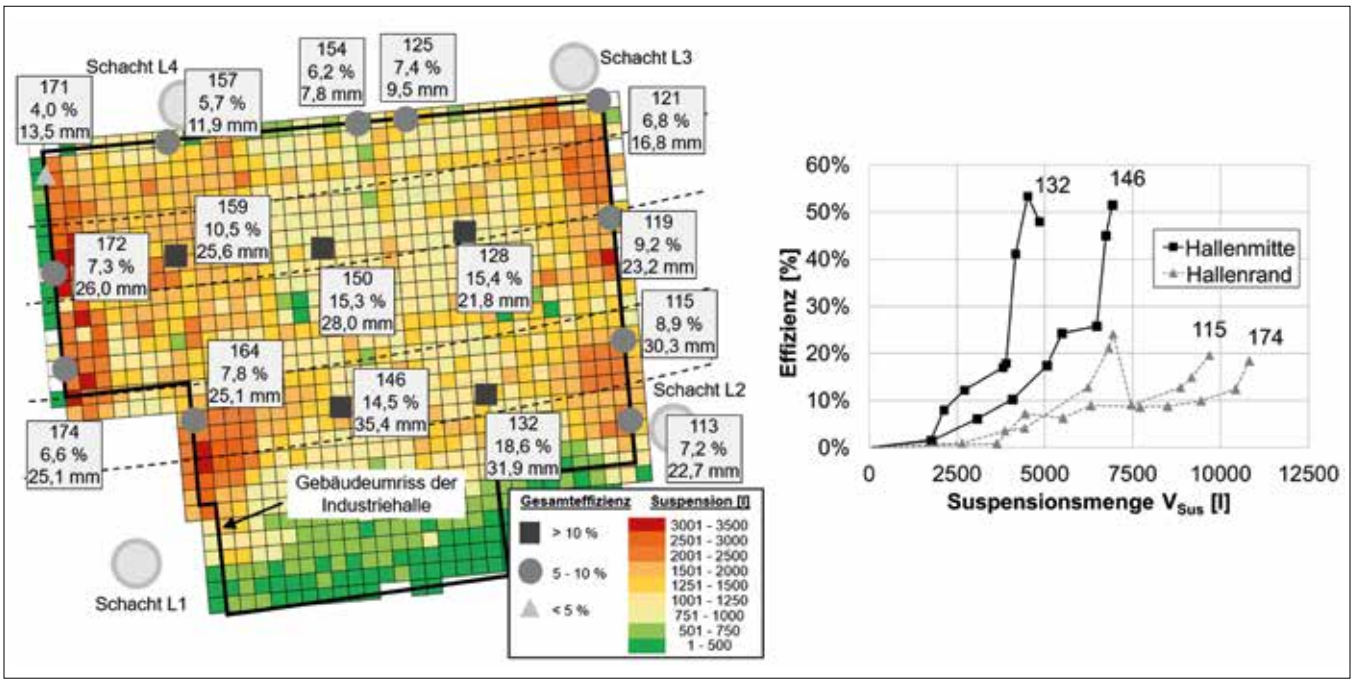


Bild 9 Effizienz des Injektionsvorgangs
links: Gesamteffizienz [%], erreichte Stützenhebung [mm] und erforderliche Suspensionsmenge je Quadrant [l]
rechts: Entwicklung der Effizienz

durchgeführten Injektionen konnte der maximale Radius um die Stütze ermittelt werden, bei dem eine Injektionsstelle noch einen Einfluss auf die Hebung der Stütze besitzt. Er beträgt für den Großteil der untersuchten Messstellen etwa 3 m. Zur Ermittlung der Effizienz wurden alle Injektionen innerhalb dieses Radius berücksichtigt.

Um das erreichte Hebungsvolumen an der Geländeoberfläche abzuschätzen, stand aufgrund des relativ großen Abstands zwischen den einzelnen Schlauchwaagenmesspunkten (analog zum Raster der Hallenstützen von ca. 6,25 m × 22,5 m) nur der Messwert an der jeweiligen Hallenstütze zur Verfügung. Vereinfachend wurde angenommen, dass innerhalb des betrachteten Radius die gleiche Hebung wie an der Hallenstütze erreicht wurde. In **Bild 9** links ist die Gesamteffizienz an ausgewählten Stützen nach Abschluss der Vorhebung dargestellt. Während in den Randbereichen eine Gesamteffizienz von ca. 7 % erreicht wurde, betrug sie in Hallenmitte ca. 15 %. Da in der Mitte durch umliegende Injektionen ein Abfließen der Suspension erschwert wird, kann dort eine vergleichsweise größere Hebung erzeugt werden.

Des Weiteren ist zu berücksichtigen, dass die Effizienz mit zunehmender Anzahl an Injektionsdurchgängen steigt. In **Bild 9** rechts ist die Entwicklung der erreichten Effizienz mit zunehmender Suspensionsmenge dargestellt. Bereits nach dem 2. Injektionsdurchgang wird in Hallenmitte eine signifikant größere Effizienz erreicht als an den äußeren Stützen. Mit zunehmender Anzahl an Injektionsdurchgängen wird dieser Unterschied immer deutlicher. Während in den letzten Injektionsdurchgängen die Effizienz in Hallenmitte ca. 30 bis 50 % betrug, ergab sich im Randbereich der Halle nur eine maximale Effizienz von ca. 10 bis 20 %.

5 Zusammenfassung

Mit der Fertigstellung der Ortsumfahrung Oberau werden dort in Zukunft die Verkehrsverhältnisse entlang der Bundesstraße B2 wesentlich verbessert. Besonders anspruchsvoll gestaltete sich die Ausführung des Tunnelabschnitts im Bereich des Gießenbachtals. Der bergmännische Tunnelvortrieb verlief hier in stark durchlässigen Kiesen mit einer Überdeckung von ca. 11 m unter den Fundamenten der vorhandenen Bebauung.

Zur Sicherung der setzungsempfindlichen Gebäude wurden Hebungsinjektionen ausgeführt. Durch die Ausführung von Vor- und Zwischenhebungsinjektionen am Gebäude konnten die vortriebsbedingten Setzungen aktiv kompensiert werden, ohne dass relevante Schäden eingetreten sind. Zur Ausführung kam ein Injektionskonzept, mit dem der sonst in Kiesen sehr hohe zeitliche und finanzielle Aufwand zur Durchführung von Hebungsinjektionen stark reduziert werden konnte. Anhand geotechnischer Verformungsmessungen mit Horizontalinklinometern konnte gezeigt werden, dass im Gegensatz zu Poreninjektionen bereits mit der Injektion geringer Suspensionsmengen erste Hebungen des Bodens erreicht wurden. Auf die alternative Ausführungsvariante einer Poreninjektion wurde damit zurecht verzichtet.

Die Gesamtfertigstellung der Ortsumgehung Oberau und die Inbetriebnahme des dann längsten zweiröhrigen Tunnel Bayerns ist für Ende 2021 geplant.

Literatur

[1] Süddeutsche Zeitung: https://www.sueddeutsche.de/bayern/oberau-eine-halbe-milliarde-fuer-das-tunnel-terzett-1.2069523, aufgerufen am 23.08.2018.

[2] Bayerischer Rundfunk: https://web.archive.org/web/20151025121447/http://www.br.de/ nachrichten/oberbayern/inhalt/spatenstich-ortsumfahrung-oberau-100.html, aufgerufen am 23.08.2018.

[3] DIN 18130-1 „Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts Teil 1: Laborversuche“, Ausgabe Mai 1998.

[4] Fillibeck, J.; Klinger, A.; Geuder, S; Willberg, U. (2017): Geotechnische Herausforderungen beim Bau des Tunnels Oberau. Beitrag zum 22. Symposium Felsmechanik und Tunnelbau, Fachsektionstage Geotechnik der DGGT, Würzburg 2017.

[5] Raabe E.W.; Stockhammer, P. (1995): Einsatz von Soilcrete und Soilfrac im Tiefbau – Möglichkeiten und Grenzen beider Injektionstechniken, Beiträge zum 10. Christian Veder Kolloquium - Innovationen in der Geotechnik - Entwicklungen der letzten Jahre, Graz, April 1995.

Anzeige

GETEC INGENIEURGESELLSCHAFT

Wir entwickeln und vertreiben von Bochum aus international innovative Messsysteme und Softwarelösungen für die unterschiedlichsten Einsatzbereiche. Unsere Erfahrung und unser Anspruch verpflichten uns hierbei zur ständigen Verbesserung, die unseren Projektpartnern zugutekommen.

MONITORING

AUCH EINE FRAGE DER KOMPETENZ

GeTec

GeTec
Ingenieurgesellschaft für Informations- und Planungstechnologie mbH
Mausegatt 51
D-44866 Bochum
Tel.: +49 23 27 99 43 10 - 0
Fax: +49 23 27 99 43 10 - 9
E-Mail: info@GeTec-ac.de
Web: www.GeTec-ac.de

Stephan Gutjahr, Dr.-Ing., geoteam Ingenieurgesellschaft mbH, Dortmund (D)
Reiner Otterbein, Dipl.-Ing., Keller Grundbau GmbH, Bochum (D)

Kombinierte Injektionsmaßnahmen zur Stabilisierung und Rückstellung von Einzelfundamenten einer Lagerhalle unter Aufrechterhaltung des Betriebs

Eine Logistikhalle aus Stahlbeton-Fertigteilen wurde auf einer 12 m hohen Anschüttung errichtet. Kurz nach Inbetriebnahme wurden bereichsweise große Setzungsgeschwindigkeiten von über 12 cm pro Jahr gemessen. Zur Wahrung der Gebrauchstauglichkeit wurde daher eine Sicherungsmaßnahme zwingend erforderlich. Neben klassischen Nachgründungsmaßnahmen kam eine neuartige Kombination von Stabilisierungs- und Hebungsinjektionen zum Einsatz. Besonderes Augenmerk war darauf zu richten, einen nahezu ungestörten Betrieb und Warenumschlag in der Halle auch während der Arbeiten zu ermöglichen. Die Maßnahmen wurden nachlaufend über mehrere Jahre messtechnisch überwacht und bestätigen den Erfolg: eingetretene Verschiebungen wurden zurückgestellt und verbleibende Setzungsgeschwindigkeiten radikal verringert.

1 Einführung

Beim Bau einer großen Logistikhalle waren aufgrund der topografischen Lage größere Erdbaumaßnahmen im sogenannten Cut-and-Fill-Verfahren erforderlich. Ein Teil der Halle steht somit auf einer bis 12 m hohen Anschüttung. Die Konstruktion der Halle besteht im Wesentlichen aus Stahlbetonfertigteilen, d. h. Einzelstützen mit aufgelegten Bindern. Trotz kontrolliertem und verdichtetem Aufbau der Anschüttung waren kurz nach der Erstellung bzw. Inbetriebnahme bereichsweise große Verschiebungsgeschwindigkeiten mit Setzungsmaßen von über 6 cm pro Jahr gemessen worden, die für die weitere Nutzung und Einhaltung der Gebrauchstauglichkeit eine Sicherungsmaßnahme zwingend erforderlich machten.

Während des Betriebes der Halle sind zusätzliche Untersuchungen zur Ursachenanalyse durchgeführt und daraus ein Sanierungs-/Stabilisierungskonzept entwickelt worden. Neben klassischen Nachgründungsmaßnahmen kam nach genauer Abwägung möglicher Verfahren eine neuartige Kombination von Stabilisierungs- und Hebungsinjektionen zum Einsatz. Diese Maßnahmen sind nachlaufend über mehrere Jahre messtechnisch überwacht worden und zeigen eine erfolgreiche Reduzierung der Setzungsbeträge.

In dem Beitrag werden zunächst die Randbedingungen aus Nutzung, Belastung und Untergrund dargestellt. Daraus werden Lösungsansätze zur Sicherung der Halle entwickelt, die einen nahezu ungestörten Warenumschlag und somit Betrieb in der Halle während der Arbeiten ermöglichten. Es wird eine neuartige Kombination von zwei Injektionstechniken vorgestellt, deren Erfolg anhand von langjährigen Setzungsmessreihen belegt wird. Bereits eingetretene Verschiebungen sind partiell zurückgestellt und die verbleibenden Verschiebungsgeschwindigkeiten radikal verringert worden.

Bild 1 Ansicht Logistikzentrum

2 Problemstellung und Randbedingungen

2.1 Baukonstruktion und Anschüttung

Das Urgelände des Logistikzentrums wies eine Hanglage mit Gefälle nach Südosten auf. Zum Geländeausgleich erfolgte im Nordwesten ein Einschnitt (**Bild 1**). Das gewonnene Bodenmaterial wurde nach Süden umgelagert und dort verdichtet wieder eingebaut. Die „Nulllinie" des Geländeausgleichs wurde über die Massenbilanz festgelegt, sodass kein Aushub abgefahren oder Material zugeliefert werden musste. Die Einschnittstiefe betrug bis ca. 9 m und die Anschüttungshöhe bis zu 12 m. Die Anschüttung wurde auf einen Verdichtungsgrad von D_{pr} = 100 % verdichtet.

Das Logistikzentrum ist auf dem nun horizontalen Baufeld in Stahlbetonbauweise mit Trapezblechfassade erstellt worden. Es sind Fertigteilstützen mit angeformten Fundamenten

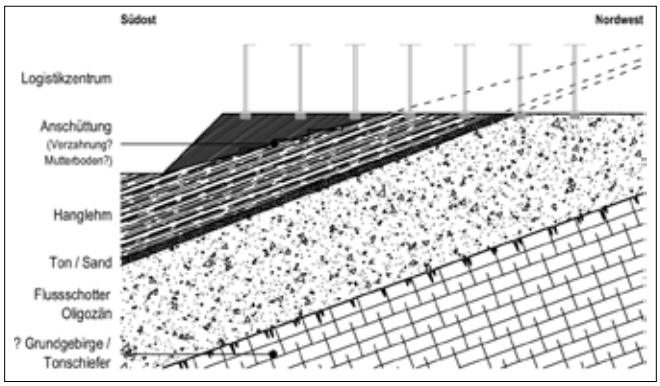


Bild 2 Idealisiertes Baugrundmodell

eingesetzt worden. Die Riegel und Pfetten sind als Stahlbetonfertigteile gelenkig aufgelagert. Die Grundabmessungen betragen rd. 200 × 240 × 12 m. Um die Logistikhalle führt eine einspurige Werksstraße. Die Böschungen sind mit 1:1,5 geneigt und der Einschnitt ist mit einer Gabionenwand gesichert.

2.2 Bodenverhältnisse

Vor der Baumaßnahme sind Baugrunduntersuchungen durchgeführt worden, die den oberflächennahe Schichtaufbau festgestellt haben. **Bild 2** zeigt schematisch die vorhandenen Baugrundverhältnisse. Idealisiert sind hangparallel Schichten eines Hanglehms in steifer bis halbfester Konsistenz vorhanden, gefolgt von einer dezimeterdicken Schicht aus Ton mit Sandbändern in gleicher Konsistenz. Die Dicke des Lehms beträgt rd. 10 m. Zuunterst ist ein Flussschotter des Oligozäns in dichter bis sehr dichter Lagerung erkundet worden. Die Dicke dieser Schicht beträgt mindestens 8 m. Die Unterkante wurde mit Bohrungen von rd. 30 m Tiefe ab OK Anschüttung nicht aufgeschlossen.

Mit der Umlagerung des vorhandenen Bodens ist die Anschüttung bis in eine Höhe von 12 m über dem Ursprungsgelände aus überwiegend gemischtkörnigen Bodengemischen, die hangseitig abgegraben worden sind, aufgebaut. Die Anschüttung hat mit den vorwiegenden Bodengruppen TL bis GU* einen überwiegend bindigen Charakter. Die Verdichtung hat einen Verdichtungsgrad von $D_{pr} \geq 100$ % erreicht, ohne dass zusätzlich Bindemittel zur Bodenverbesserung eingesetzt worden sind. Die Konsistenz der bindigen Anteile ist mit nachträglichen Untersuchungen überwiegend als steif, lokal aber auch höchstens weich bestimmt worden.

Mit Pressiometer-Versuchen konnte unter dem Hallenboden in den Anschüttungen ein Verformungsmodul von E_v = 20 bis 25 MN/m² nachgewiesen werden. Allerdings waren auch weiche Lagen festzustellen, die lokal und unregelmäßig auftreten. Tendenziell sind diese Weichschichten eher oberflächennah und in Bereichen der Böschungen vorhanden. Ein nachträglicher Wassereintrag in die Auffüllungen ist stark zu vermuten.

2.3 Beobachtete Verformungen

Unmittelbar mit der Fertigstellung wurden erste Verschiebungen und hier zunächst als Setzungen an der Halle im Bereich der höchsten Anschüttung festgestellt. Damit wurde auch ein Verschiebungsmonitoring an den Außenstützen (Achse A – Südseite und Achse 11 – Ostseite) eingeführt. **Bild 3** zeigt die gemessenen Setzungen in der Stützenreihe 11/A bis 11/E. Die Achsen A bis E liegen in Bereichen der höchsten Anschüttung, wobei die Anschüttungsdicke von A nach E abnimmt. Tendenziell kann ein Zusammenhang zwischen der Anschüttungsdicke und den gemessenen Setzungen abgeleitet werden, wobei die Stütze 11/B sich dabei nicht einordnen lässt.

Innerhalb von zwei Jahren waren Setzungen von bis zu 10 cm mit gleichbleibenden und ungebremsten Setzungsraten von 1,5 bis 6 cm pro Jahr festzustellen. Für eine Prognose der noch ausstehenden Setzungen sind die gemessenen Werte linear über eine logarithmische Zeitachse in **Bild 4** aufgetragen. Es ist klar erkennbar, dass der Wendepunkt der Setzungskurve noch nicht erreicht ist. Möglicherweise sind Setzungen in nochmal gleicher Größenordnung über einen Zeitraum von über 15 bis 50 Jahre zu erwarten.

Wie Setzungen am Hallenbestand, sind auch Verschiebungen in den Außenanlagen und hier besonders auf der südlichen und östlichen Umfahrt sowie den südlichen und östlichen Böschungen festzustellen. Mit geodätischen Messungen an den Böschungen wurden Setzungen in gleicher Größenordnung wie an der Halle aufgenommen. Zusätzlich sind noch

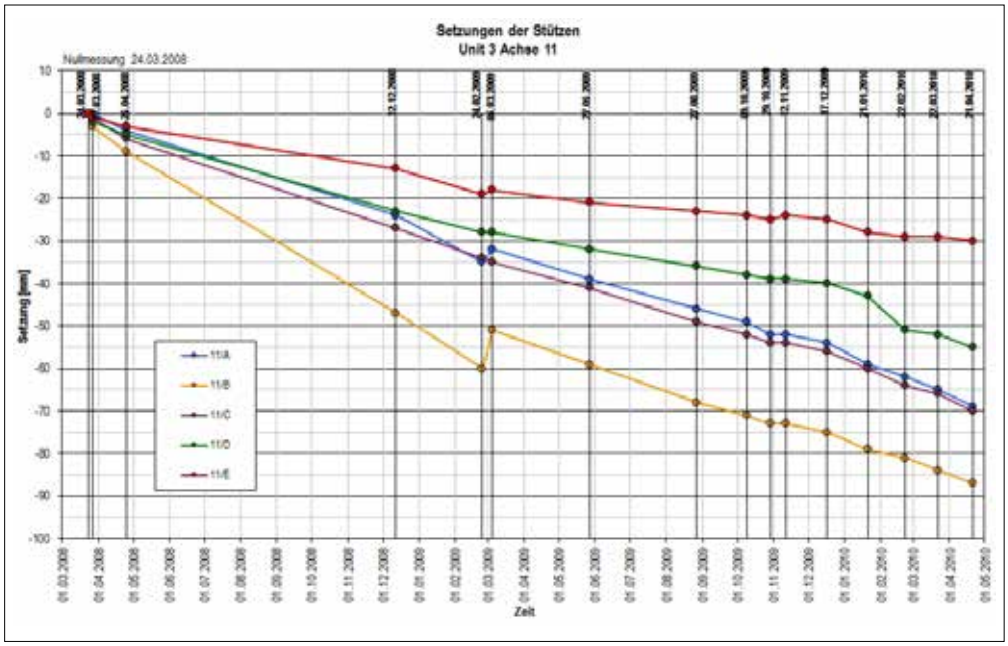


Bild 3 Gemessene Setzung 2008 bis 2010

Horizontalverschiebungen im Verhältnis H/V = 1/2 zu beobachten.

3 Lösungsansätze zur Stabilisierung

Aufgrund den gemessenen Setzungen und vor allem aus den Erwartungen auf weitere Setzungen wurde eine Stabilisierung von Hallenteilen erforderlich. Auch wenn die Baukonstruktion als statisch bestimmtes System gutmütig auf Verformungen reagiert, sind Verdrehungen in den Anschlüssen Stütze/Binder und zulässige Setzungen im Hinblick auf die Dachentwässerung begrenzt. Es musste also eine Sanierung und Stabilisierung gefunden werden, die die Nutzung und die geplante Nutzungsdauer sicherstellt.

Nach sorgfältiger Aufnahme der Hallenverschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung, Feststellung von Lotabweichungen der Stützen, Konvergenzmessungen und bautechnischer Beurteilung der Anschlüsse von Binder und Fassaden konnten Sanierungskonzepte entwickelt werden. Diese Sanierungskonzepte umfassten auch die gebrauchstaugliche Wiederherstellung der Böschungen und Werksumfahrt, die aber in diesem Beitrag nicht dargestellt werden. Für die Halle ist die erforderliche Sanierung auf nahezu alle Stützen der Außenachse 11 und sieben weitere Stützen in der Außenachse A festgestellt worden.

Bei der Anwendung im vorliegenden Fall wurde durch den Bauherrn großen Wert auf eine ungestörte Fortführung des Betriebs innerhalb der Halle gelegt. In Teilbereichen sind Fakturierungsanlagen installiert, die aus betriebswirtschaftlichen Gesichtspunkten nicht demontiert werden können.

Dem Grunde nach sind verschiedene Stabilisierungsmaßnahmen der Hallenstützen diskutiert und bereichsweise ausgeführt worden:

- Lokale Kunstharz-Injektion
- Nachgründung mit Verbundpfählen
- Nachgründung mit Bohrpfählen
- Nachgründung durch kombinierte Verdichtungs- und Kompensations-Injektionen

Als erste „schnelle" Maßnahme sind an zwei der am stärksten betroffenen Stützen oberflächennahe Kunstharz-Injektionen durchgeführt worden. Wie **Bild 5** zeigt, konnte damit eine kurzfristige Rückstellung bereits eingetretener Setzungen erreicht werden.

An der Stütze 11/B konnten die Setzungen um ca. 1 cm kompensiert werden, doch nach nur drei Monaten sind diese erneut aufgetreten. Eine nachhaltige Stabilisierung konnte an dieser Stütze nicht erreicht werden, denn die Setzungsraten zeigten sich unbeeinflusst. Danach sind keine weiteren Stützen mit dieser Technik bearbeitet worden.

Als nächstes wurden Nachgründungen mit Verbundpfählen diskutiert und hinsichtlich der vertikalen Tragfähigkeit mit Probebelastungen vor Ort geprüft. Mit ca. 30 m langen Pfählen bis in das hochtragfähige Oligozän steht eine Nachgründung zur Verfügung, die am Bestand hätte eingesetzt werden können. Allerdings waren aus den Messungen der horizontalen Verschiebungen der Hallenstützen und der Böschungen auch horizontale Beanspruchungen aus Querdehnung der Anschüttung ableitbar, die für diese sehr schlanken Tragglieder ein Ausschlusskriterium darstellten. Außerdem war eine Rückstellung von Setzungen zunächst nicht ohne weiteres möglich. Insgesamt wurde daher keine Nachgründung mit Verbundpfählen ausgeführt.

In einem kleinen Teilbereich, und hier auf sieben Stützen in der Außenachse 11 beschränkt, wurden Bohrpfähle gesetzt. In diesem Bereich waren die Setzungen der Halle bis in den Hallenboden fortgetragen, sodass hier ohnehin kein Logistikbetrieb möglich war. Mit Staubwänden ist dieser Hallenbereich mit einer Fläche von ca. 50 × 20 m abgetrennt und rückgebaut worden.

Aber der Rückbau der Halle zur Herstellung einer Stabilisierung war nur für einen kleinen Teil denkbar. Ohne die Unterbrechung des Logistikbetriebs war diese für weitere Bereiche nicht möglich. Für weitere sieben Stützen entlang der östlichen Außenachse 11 und eine gleiche Zahl entlang der südlichen Außenachse musste daher eine alternative Stabilisierung gefunden werden.

Aus der Analyse der Verschiebungsursache ist festzustellen, dass drei wesentliche Komponenten wirksam waren:

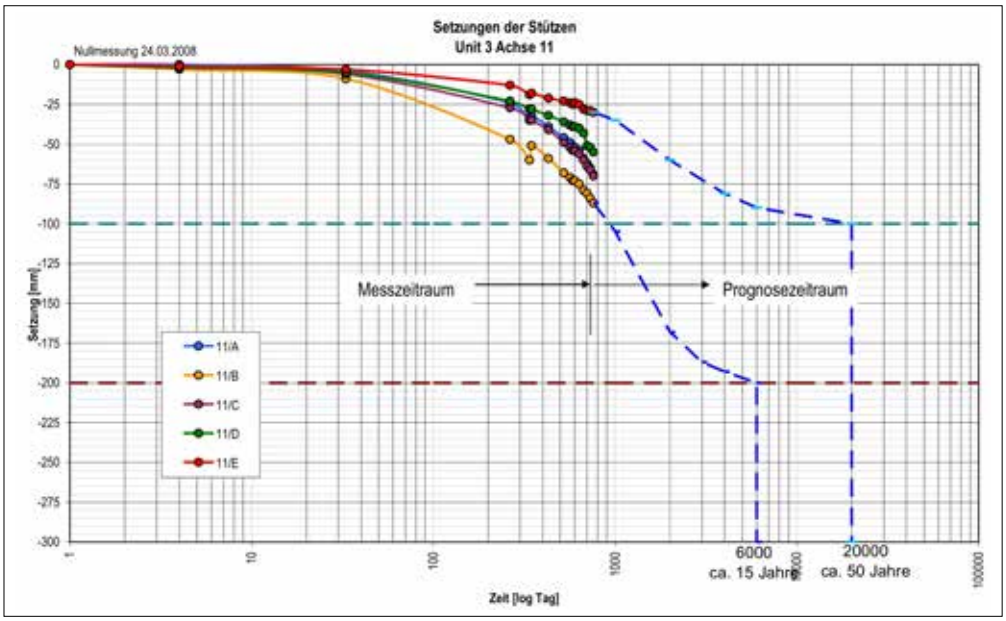


Bild 4 Setzungsprognose aus gemessenen Setzungen

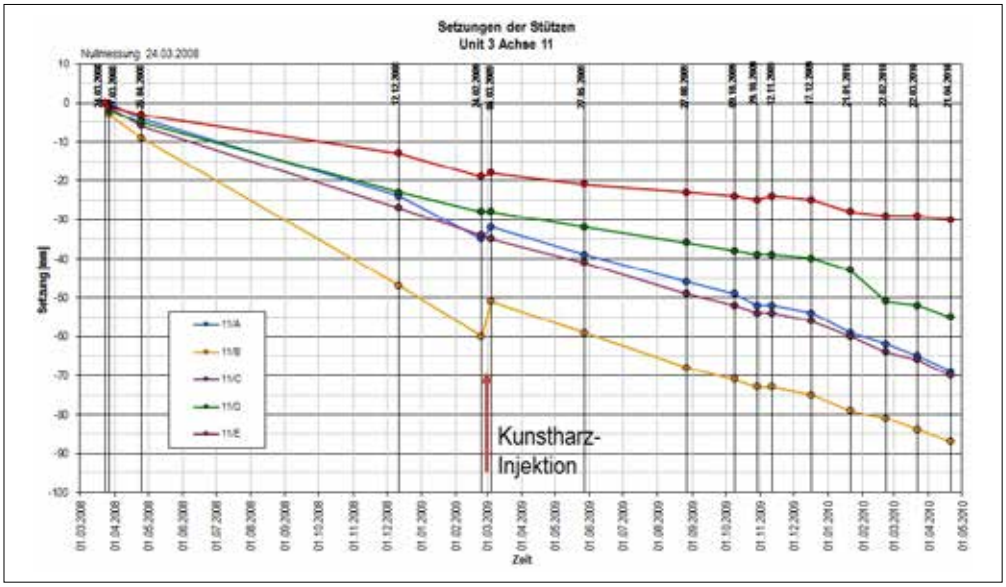


Bild 5 Hebung Kunstharzinjektion

- (Last-)Setzungen aus Eigengewicht und Nutzung der Halle
- Eigensetzung der Anschüttung
- Setzungen des tieferen Untergrundes durch die Belastung aus Anschüttung (und Halle)

Besonders die beiden Letztgenannten dominierten die beobachteten Verschiebungen, die der Größe nach auf jeweils 10 cm abgeschätzt wurden. Mit den zuvor ausgeführten Kunstharzinjektionen war versucht worden, auf die Setzungen aus Last der Halle einzuwirken. Da diese mit prognostizierten 2 bis 3 cm nicht maßgeblich waren, konnten auch die Kunstharzinjektionen nicht zielführend stabilisieren.

Als alleiniger Lösungsansatz blieb eine Verbesserung des Baugrundes von außerhalb der Halle, die zum einen eine Stabilisierung und zum anderen auch eine partielle Rückstellung erlaubt. Diese durch Keller Grundbau entwickelte, kombinierte Injektionstechnik wird im Folgenden weiter vorgestellt.

4 Kombinierte Injektionstechnik

4.1 Zielsetzung

Die anstehende Stabilisierung und Hebung der Stützen und Fundamente stellte zum einen wegen der kleinen geometrischen Fundamentflächen (3,4 bis 9,6 m²) und zum anderen wegen der für die Injektionstechnik schwierig zu beherrschenden bereichsweise sehr weichen, stark bindigen Anschüttungen die Verfahrenstechnik vor eine besondere Herausforderung. Dazu sind die durch Keller Grundbau bereits seit vielen Jahren gut erprobte Verfahren als Primär- und Sekundärinjektion neu zusammengesetzt worden.

Zur Erzielung des erforderlichen Stabilisierungs- und Hebungserfolgs wurde die Verfahrenstechnik an die Aufgabenstellung und örtliche Situation adaptiert. Die primäre Aufgabe bestand darin, größere Injektionsvolumina unter zu erwartendem Anstieg von Porenwasserdrücken gezielt einzubringen und damit eine Primärstabilisierung zu erzeugen. Hierfür wurden Verdichtungsinjektionen eingesetzt. **Bild 6** zeigt im Querschnitt die Technik an einer exemplarischen Stütze. Die Anschüttungen wurden mit Verdichtungsinjektionen bis in den Kontakt zum unterlagernden Hanglehm zunächst verfestigt.

In einem weiteren Schritt wurden über ein „vor"-installiertes Soilfrac-Ventilrohrsystem gezielte Sekundärinjektionen innerhalb der Stabilisierungskubaturen ausgeführt. Dabei werden geplant Hebungen erzeugt, die einen Kraftschluss zwischen Fundament und Primärinjektion sicherstellen. Die Injektionsverfahren und deren Techniken werden im Einzelnen weiter erläutert.

4.2 Verdichtungsinjektion

Bei der primär eingesetzten Verdichtungsinjektion wird in der Regel ein steifer bis plastischer Injektionsmörtel unter Druck in den Boden eingepresst (**Bild 7**). Der umgebende Boden wird dabei lokal verdrängt und verdichtet. Eine gleichzeitige Beobachtung der Höhenänderungen bzw. Verformungen des Bauwerks sind von entscheidender Bedeutung. Die Injektion bzw. der Einbauvorgang wird druck- bzw. mengengesteuert.

Die Verdichtungsinjektionen stellen das Widerlager der Sekundärinjektionen dar. Daher ist es vorrangiges Ziel, stabile Erdvolumina zu erzeugen. Als Baugrundverbesserung ist die Verdichtungsinjektion in nahezu allen Lockergesteinen einsetzbar, doch in bindigen Böden folgt die Verdichtung zeitversetzt und nachlaufend. Das Injektionsgut besitzt durch den Zuschlagsstoff ein stabiles Korngerüst, das infolge Hydratation aushärtet. Mit der Tiefenstaffelung der Injektionspunkte werden idealisiert Mörtelsäulen aus gestapelten Kugeln gebildet (**Bild 6**).

4.3 Kompensationsinjektion

Bei Anwendung von Kompensationsinjektionen im Soilfrac-Verfahren können gezielte Mehrfach- oder Nachinjektionen über ein vorab installiertes Ventilrohrsystem über Doppelpackersysteme an frei wählbare Tiefenstufen injiziert werden (**Bild 8**). Über dieses System sind somit auch nach Jahren noch weitere Korrektur- bzw. Rückstellinjektionen ausführbar.

Die Kombination beider Verfahrenstechniken ermöglichte somit eine primäre Vorkonsolidation und Stabilisierung der Weichschichten bis auf die steif bis fest anstehenden unterlagernden Schluffschichten. Die sich an den insgesamt 12 bearbeiteten Fundamenten relativ schnell einstellenden Hebungsbeträge zwischen 8 und 21 mm wurden durch den sich im Nachgang einstellenden Porenwasserdruckabbau überlagert.

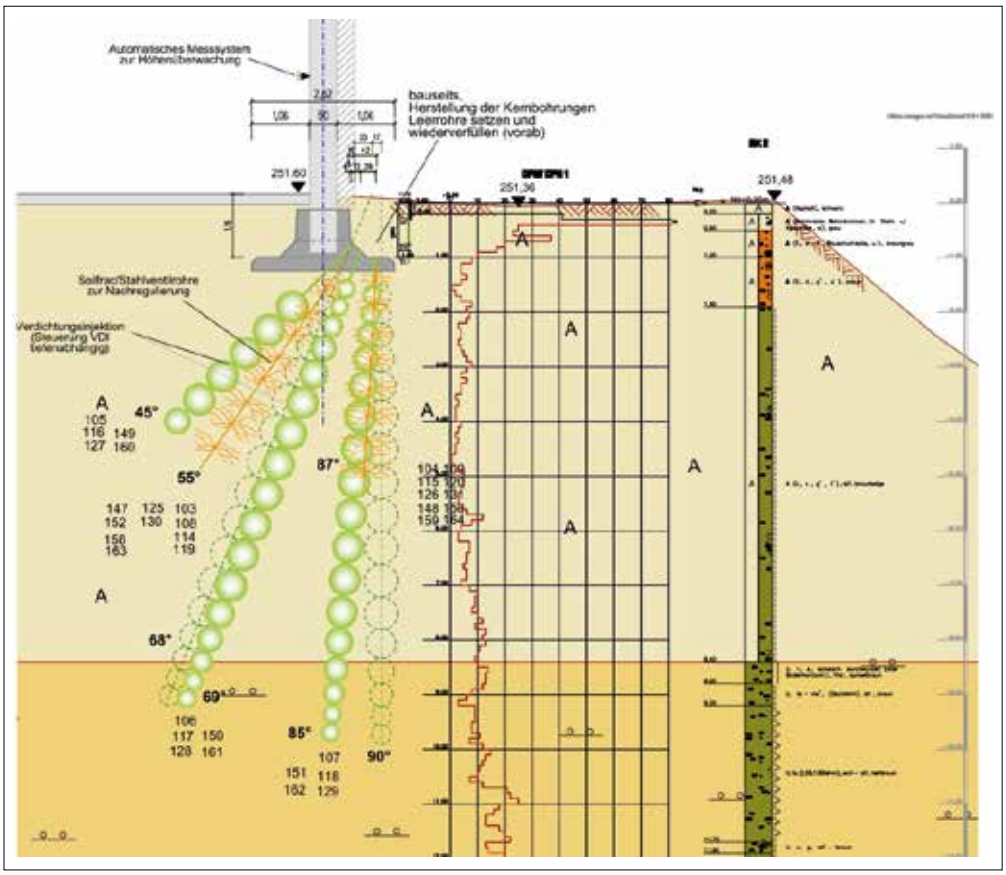


Bild 6 Kombinierte Injektionen

Die Möglichkeit der gezielten Soilfrac-Nachinjektion wurde aufgrund bautechnischer Erfordernisse nach einem Zeitraum von etwa 7 Jahren nach Ausführung der ersten Maßnahmen in 2011 wieder aktiviert und für weitere Stabilisierungen bzw. Rückstellungen genutzt.

Die sich nach den Einzelhebungen einstellenden Einzelsetzungsbeträge zeigten mit zunehmender Injektion eine deutlichere Reduzierung der auch in den übrigen Bereichen nachlaufenden Setzungsgeschwindigkeiten. Dies hat sich auch durch nachlaufende Langzeitbeobachtungen an der überwiegenden Anzahl der Stützen gezeigt.

5 Ausführung

5.1 Planung

Je Stütze wurde ein spezifisches Injektionsprogramm aufgestellt. Zum einen wurden die Verdichtungsinjektionen in den Tiefenbereichen entsprechend den lokalen Anschüttungsdicken adaptiert und zum anderen Ansatzstellen nach der jeweiligen Fundamentgeometrie festgelegt.

Grundsätzlich sind bei der Erstellung der Halle sowohl Stützen mit angeformten Fundamenten als auch Köcherfundamente verwendet worden. Die Fundamentgeometrien sind hinsichtlich der Ausbildung und dem Transportgewicht außerordentlich optimiert und hochgradig bewehrt.

Ebenso sind die Neigungen der Injektionsbohrungen den geometrischen Verhältnissen angepasst. Durch die geometrische Anordnung des Verfahrens und Herstellung aller Injektionen und Bohrungen von außen wurde der Betrieb innerhalb der Halle in keinem Fall beeinträchtigt (**Bild 9**).

5.2 Messtechnische Begleitung

Neben der automatischen Höhenüberwachung an den zu bearbeitenden Stützenfundamenten erfolgte eine gezielte Kontrolle der angrenzenden Bauteile sowie der unter Betrieb befindlichen Stahlbetonbodenplatten mittels mobiler Schlauchwaagensensoren. Zusätzlich wurde die Vertikalität der Stützen mit automatischen Neigungs-/Tiltmetern kontrolliert. Auffällige Bewegungen, mit Ausnahme von tagesgängigen Verformungsänderungen, wurden hierbei nicht registriert. Während und nach den Injektionen waren lediglich Neigungen von $\psi \leq 1/500$ festzustellen.

5.3 Qualitätssicherung

Die Qualitätssicherung umfasst hier zwei wesentliche Aspekte:

- Kontrolle und Steuerung der Injektionsprozesse
- Dokumentation der planmäßigen Arbeiten

Bild 7 Setzversuch nach DIN EN 12350-2 des Injektionsmörtels

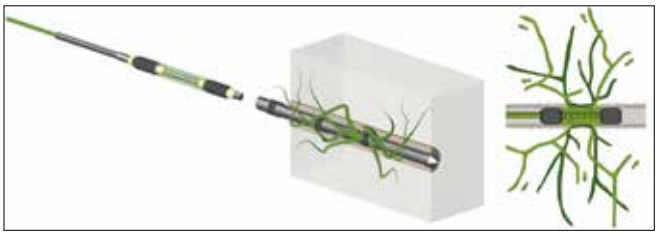


Bild 8 Packer für das Soilfrac-Verfahren
links: Ventilrohrsystem
rechts: Injektionsgutverteilung bei Mehrfachinjektion

Im ersten Punkt ist vor allem die messtechnische Überwachung der Hallenkonstruktion (Schlauchwaage, Tiltmeter) und zum anderen der prozessspezifischen Parameter zu beachten. Eine kontinuierliche Überwachung von Durchflussraten, Injektionsdrücken und Injektionsmengen, die beim Injektionsvorgang ausgewertet werden, sind für die unmittelbare Steuerung unerlässlich. Dazu gehören auch Injektionsstufen bezogene Zielgrößen der Mengen, Drücke und Verschiebungen. Bei längeren Bohrstrecken ist auch eine Feststellung der tatsächlichen Lage im Halbraum durch eine Bohrlochvermessung sinnvoll, die aber hier bei Bohrstrecken von bis 13 m nicht erforderlich war.

6 Ergebnisse

6.1 Setzungsraten

In **Bild 10** ist der zeitliche Verlauf der Setzung für ausgewählte Stützen der Außenachse 11 dargestellt. Die Messungen sind im November 2009 begonnen worden, doch angesichts der anfänglich festzustellenden Setzungsrate von ca. 2 cm/Jahr kann angenommen werden, dass auch hier vor Messbeginn bereits größere Setzungsbeträge vorhanden waren.

Die Stabilisierungsinjektionen sind im Zeitraum von Juli bis August 2011 durchgeführt worden. Im September sind geodätische Kontrollmessungen der Setzungen wiederaufgenommen worden, die zunächst monatlich und später in größeren Abständen getaktet sind. Die Setzungen belegen den bestechenden Erfolg der kombinierten Injektionen. Die Setzungsrate konnte nachhaltig von vorher mindestens 2 cm/Jahr auf weniger als 0,1 cm/Jahr reduziert werden. Im Zeitraum von 2016 bis 2017 deutet sich sogar ein Stillstand an.

Bild 9 Baustelleneinrichtung für Injektionen

Wie eingangs erläutert, sind drei wesentliche Setzungsanteile zu erwarten. Die verbleibende Setzungsrate kann aus hiesiger Sicht den nachlaufenden Setzungen des tieferen Untergrundes zugeordnet werden. Durch die Baugrundverbesserung der Anschüttung mittels Verdichtungsinjektionen sind hier keine nennenswerte Eigensetzungen oder Last-Setzungen der Halle zu erwarten.

6.2 Rückstellungen

Anhaltende Rückstellungen sind nur geringfügig erreicht worden. Wie das Hebungsdiagramm exemplarisch für die Stütze 11/K in **Bild 11** zeigt, sind während der Injektionen Hebungen in einer kumulierten Größe von rd. 15 mm (d. h. Rückstellungen der Setzungen) erfolgt, die aber kurzfristig innerhalb von wenigen Wochen wieder auf einen Restbetrag von 5 mm zurückgegangen sind. Dies ist nach hiesiger Einschätzung vor allem dem bindigen Charakter den Anschüttungen geschuldet. Mit den Primärinjektionen sind Porenwasserüberdrücke geweckt worden, die sich allmählich abbauen. Auch die Sekundärinjektionen lösten eine Konsolidation aus.

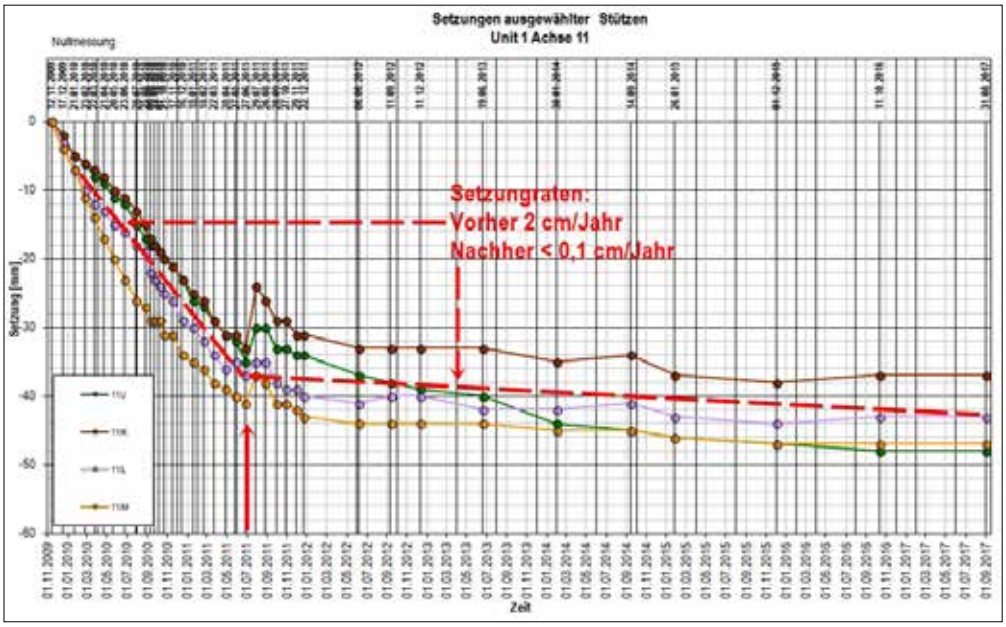


Bild 10 Zeitlicher Verlauf der Setzungen Außenachse 11/J bis 11/M

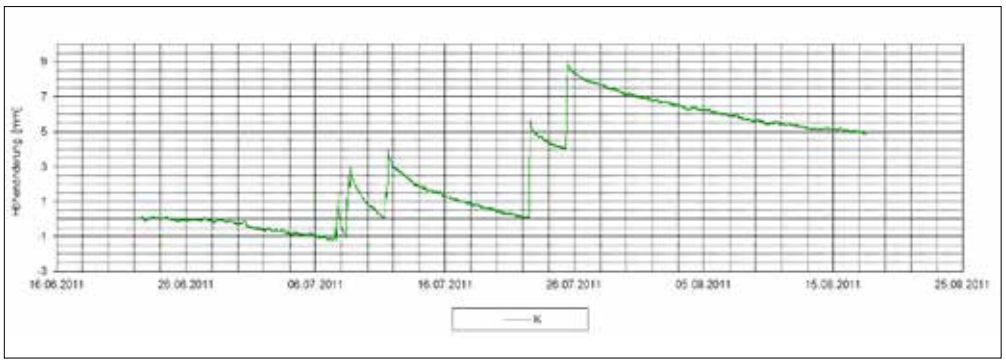


Bild 11 Exemplarische Hebungen an Stütze 11/K durch Sekundär-Injektionen

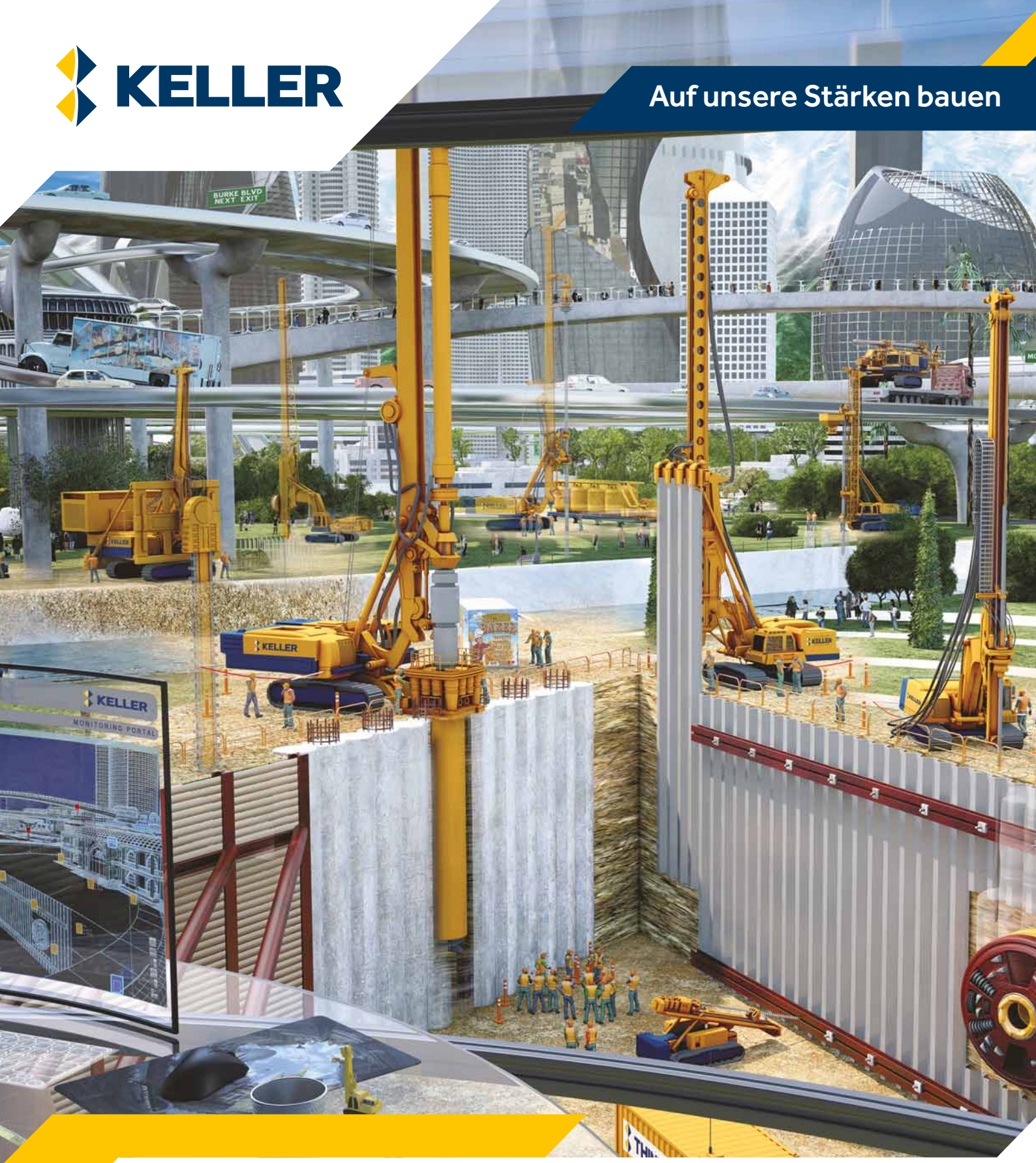
7 Zusammenfassung

Mit der Gründung einer Logistikhalle mit Einzelfundamenten auf bis zu 12 m hohen Anschüttungen aus gemischt bis feinkörnigen Böden sind Setzungen bis rd. 10 cm gemessen worden. Die Prognose weitere Setzungen zeigte, dass der Setzungsprozess noch viele Jahre dauern wird und Beträge im Dezimeterbereich nicht auszuschließen sind. Eine Sanierung in Form einer Nachgründung oder nachträglichen Baugrundverbesserung war daher zum vollständigen Erhalt des Bauwerks erforderlich. Klassische Nachgründungen mit Pfählen konnten nur lokal anwendet werden, da zum einen unverträgliche horizontale Beanspruchungen zu berücksichtigen waren und zum anderen nur ein kleiner Teil der Halle dafür rückbaubar war.

Erste Kunstharz-Injektionen im fundamentnahen Bereich mit geringer Behandlungstiefe zeigten sich erfolglos. Daher kam eine neu kombinierte Injektionstechnik zur Anwendung, die mit einer primären Verdichtungsinjektion die Anschüttung verbesserte. Mit Sekundärinjektionen im Soilfrac-Verfahren konnten kraftschlüssige Verbindungen zwischen den Fundamenten und den Verdichtungsinjektionen hergestellt werden. Insgesamt konnten die Setzungsraten, die vor den Injektionen gemessen wurden, durchschnittlich auf höchstens 1/10, an einigen Stützen auch auf ein 1/20 der ursprünglichen Werte reduziert werden. Mit absoluten Setzungsraten von < 0,5 cm/Jahr ist die Halle nachhaltig stabilisiert.

KELLER

Auf unsere Stärken bauen



Keller Grundbau GmbH
Kaiserleistraße 8
63067 Offenbach
Deutschland

Telefon +49 (0) 69 80 51-0
Telefax +49 (0) 69 80 51-221

Wir verwirklichen Lösungen für Ihre Baugrund-, Gründungs- und Grundwasserprobleme. Komplexe Grundbauaufgaben wickeln wir gerne ab und greifen dabei auf selbst entwickelte Verfahren und eine breite Palette moderner Technologien zurück.

Fragen Sie uns, wir beraten Sie gern!

info@kellergrundbau.com

www.kellergrundbau.de

Yashar Forouzandeh, M. Sc., Universität der Bundeswehr München, Neubiberg (D)
Conrad Boley, Univ.-Prof. Dr.-Ing., Universität der Bundeswehr München, Neubiberg (D)
Götz Tintelnot, TPH Bausysteme GmbH, Norderstedt (D)

Experimentelle Untersuchungen zur Injizierbarkeit von Acrylatgelen in verschiedenkörnigen Böden

Injektionsmaterialien auf Acrylatbasis werden heutzutage auf Grund ihrer niedrigen Anfangsviskosität zunehmend als Bauwerks- bzw. Bodenabdichtungen eingesetzt. Es gibt viele Untersuchungen zur Injizierbarkeit des Bodens. Oft werden bei der Auswertung der Ergebnisse die Saugspannung, Druckverlauf im System und Fördermenge der Pumpe nicht berücksichtigt, welche zu einem Fehler bei der Auswertung führen können. Im vorliegenden Beitrag wird versucht, die Einflüsse der oben genannten Parameter auch in den Berechnungen zu berücksichtigen. Ein analytisches Verfahren wird vorgestellt und validiert. Zum Schluss werden die Reichweiten von vier Injektionsmaterialien (zwei Acrylatgele, ein Polyurethanharz und ein Silikatschaum) miteinander verglichen.

1 Einführung

Die Nutzung von Injektionsmaterialien ist heutzutage weit verbreitet und viele Projekte sind nur durch den Einsatz von Penetrationsinjektionen realisierbar. Es wurde in diesem Bereich viel Erfahrung gesammelt, doch die meisten Ansätze haben keinen vertieften theoretischen Hintergrund und liefern daher auch keine reproduzierbaren Algorithmen, die dann wiederum für eine zuverlässige Prognose im Rahmen der Planung und Entwicklung von Injektionsmaßnahmen und -verfahren dienen könnten.

Als Härter wurde in Deutschland überwiegend Natrium-Aluminatlösung verwendet. Dies führt dazu, dass der pH-Wert im Grundwasser auf einen Wert über 10 ansteigt, was – neben der kritischen Sicht der enthaltenden Anionen – dazu geführt hat, dass dieser Stoff in den letzten Jahren vielfach aus ökologischen Gründen nicht mehr genehmigungsfähig war. In dieser Forschung wurde anstelle einer Natron-Wasserglaslösung ein mehrkomponentiges Injektionsmaterial auf Acrylatbasis verwendet.

2 Forschungsbedarf und Vorgehensweise

Ziel dieser Forschung ist die Untersuchung der Injizierbarkeit von Acrylatgelen in verschiedenkörnigen Böden. In diesem Beitrag werden die Ergebnisse von experimentellen Untersuchungen vorgestellt und mit den Ergebnissen eines analytischen Verfahrens verglichen.

Acrylatgele sind chemische mehrkomponentige Injektionsmaterialien, die aus Polymerlösungen (Acryl- bzw. Methacrylsäure) und ggf. zusätzlichen Additiven bestehen. Die Polymerlösungen bilden infolge einer radikalischen Kettenpolymerisation, welche durch die Zugabe eines Initiators gestartet wird, ein gelartiges Endprodukt. Um die nötige Energie für diese Reaktion aufzubringen, wird die sogenannte Redox-Polymerisation angewendet [1].

Als im Schwerpunkt untersuchtes Injektionsmaterial wurde Rubbertite des Herstellers TPH Bausysteme gewählt. Dies ist ein Hydrogel auf Methacrylatbasis, es hat eine sehr niedrige Anfangsviskosität und kann auch in einem gering durchlässigen Boden injiziert werden. Die Ergebnisse der Untersuchung werden zum Schluss mit den folgenden Injektionsmaterialen (vom selben Hersteller) verglichen:

- Solidcryl (Acrylatgel)
- Pur-O-Stop FS-L (Polyurethanharz)
- FoamSeal (Silikatschaum)

Die Injizierbarkeit des Bodens kann durch folgende Parameter beeinflusst werden:

- Injektionstechnik
  - Injektionsdruck
  - Maximale Fördermenge
- Zeitlicher Verlauf der Bodendurchlässigkeit
  - Eigenschaften des Injektionsmateriales
    - Zeitliche Entwicklung der Viskosität (ist auch Temperatur abhängig)
    - Zeitliche Änderung der Dichte
  - Saugspannung im Boden
  - Bodenart
  - Dichtungsgrad
  - Kornform
  - Oberflächeneigenschaften der Körner

Um die Einflüsse der genannten Parameter auf die Injizierbarkeit von Acrylatgelen zu untersuchen, wurden die folgenden

Arbeitsschritte durchgeführt, auf die nachfolgend detaillierter eingegangen wird:

- Schritt 1: Experimentelle rheologische Untersuchung mittels Rheometer
- Schritt 2: Eindimensionaler Injektionsversuch
- Schritt 3: Entwicklung und Validierung analytischer Verfahren
- Schritt 4: Ermittlung der kugelförmigen Ausbreitung von Acrylatgelen

3 Experimentelle rheologische Untersuchung mittels Rheometer

Die Viskosität von Injektionsmitteln ist von der Temperatur, der Zeit und ggf. von der Schergeschwindigkeit abhängig. Die zeitliche Entwicklung der Viskosität in Abhängigkeit von Temperatur und Schergeschwindigkeit wurde mit einem Rheometer gemessen (Bild 1).

Ein Kegel-Platte-Messsystem (CP) wurde als geeignetes Messsystem für niedrig- bis hochviskose Flüssigkeit eingesetzt. Beim Kegel-Platte-Messsystem (CP) sind die Scherbedingungen in der gesamten Messspalte gleichmäßig und geben daher zuverlässige Ergebnisse, aber die Spaltweite ist nicht veränderbar. Dagegen kann die Spaltweite beim Platte-Platte-Messsystem (PP) beliebig geändert werden [2].

Um die Einwirkung von Schergeschwindigkeit und Materialmenge zu untersuchen, wird die Viskosität mit einem Platte-Platte-Messsystem (PP) mit den drei unterschiedlichen Schergeschwindigkeiten und Spaltweiten gemessen. Beim Material Rubbertite ist die Einwirkung von Schergeschwindigkeit und Materialmenge auf die Entwicklung der Viskosität vernachlässigbar. Es gibt unterschiedliche Näherungsmethoden, die für die Beschreibung der zeitlichen Entwicklung der Viskosität verwendet werden. Gleichung 1 von Finsterle et al. [3] gibt eine gute Annäherung an die gemessenen Fließkurven:

$$\mu_{t,I} = \mu_0 + a \cdot e^{b \cdot t} \qquad \text{Gl. 1}$$

$\mu_{t,I}$: zur Zeit t vorliegende Viskosität [mPa·s]
μ_0, a, b: Viskosität-Konstanten

Durch Anpassen der obigen Gleichung für die gemessenen Viskositätsdaten werden die Konstanten μ_0, a und b ermittelt (Tabelle 1).

4 Eindimensionaler Injektionsversuch

4.1 Vorgehensweise

Die Injizierbarkeit verschiedener Bodenarten unter Berücksichtigung vom Injektionsdruck wird mittels eindimensionaler (1D) Injektionsversuche untersucht. Der Versuchsstand besteht aus einem ca. 1 m langen PVC-Rohr mit einem Außendurchmesser von 63 mm und einer Wandstärke von 4,7 mm. Dieses Rohr ist sowohl oben als auch unten durch einen PVC-Blindflansch eingefasst (Bild 2). Die Injektionsmaterialien wurden mit Hilfe eines Kartuschengerätes (Bild 3) in den Boden gepresst. Das Kartuschengerät ist für die Verarbeitung von Doppelkammerkartuschen (Side-by-Side-Kartusche) mit 1500 ml Inhalt vorgesehen und wird mit Druckluft betrieben. Der maximal zulässige Druck liegt bei 7 bar.

4.2 Druckverlauf und Fördermenge des Kartuschengerätes

Der Injektionsdruck ist wegen des vorhandenen Drucküber-setzungsverhältnisses und wegen den hydraulischen und me-

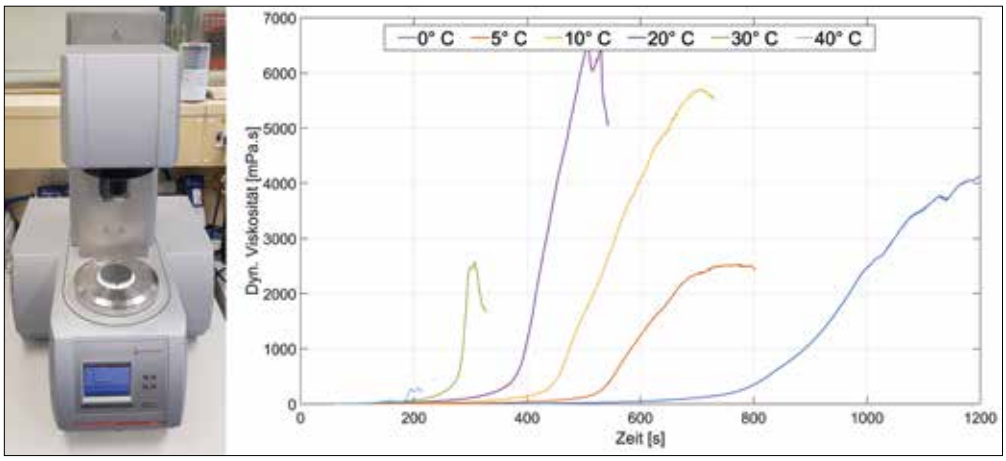


Bild 1 Rheologische Messungen mittels Rheometer links: Messsystem Anton Paar MCR102 rechts: Exemplarische zeitliche Entwicklung der Viskosität für verschiedene Temperaturen

Tabelle 1 Viskosität-Konstanten der Materialien

	μ_0	a	b
Rubbertite	1,95	5,458E-01	1,771E-02
Solidcryl	10,01	4,234E-02	1,475E-01
Pur-O-Stop FS-L	0,00	1,554E+02	1,012E-03
FoamSeal (Ann.)	3,30	2,177E+02	1,444E-01

Bild 2 Versuchsaufbau 1D-Injektionsversuch

chanischen Druckverlusten im System niedriger als der eingestellte Luftdruck und kann mit **Gleichung 2** ermittelt werden:

Hyd. Druckverlust

$$P_I = \boxed{0{,}8608 \cdot P_L} - \boxed{113{,}56 \cdot \rho \cdot v^2/2} - \boxed{2{,}95 * 10^4} + P_\psi \qquad \text{Gl. 2}$$

Übersetzungsverhältnis — Mech. Druckverlust

P_I: Injektionsdruck [Pa]
P_L: Luftdruck [Pa]
P_ψ: Saugspannung im Boden [Pa]
ρ: Flüssigkeitsdichte [kg/m³]
v: Durchschnittliche Strömungsgeschwindigkeit im Mischrohr (L_{MR} = 12 cm) [m/s]

Der Druckverlauf im System (Kartuschengerät und mit Boden gefülltes PVC-Rohr) ist in **Bild 4** dargestellt.

Die gemessene maximale Fördermenge Q_{max} des eingesetzten Kartuschengerätes kann in guter Annäherung mittels folgender Gleichung ermittelt werden:

$$Q_{max} = 2 \cdot 10^{-5} \cdot \ln(P_I) - 0{,}0001 \qquad \text{Gl. 3}$$

Bild 3 Kartuschengerät MixCoatTM

4.3 Versuchsböden

Vier in situ entnommene Versuchsböden (Korngrößenverteilungen in **Bild 5**) wurden für die Injektionsversuche ausgewählt. Die Versuchsböden bestehen aus drei nicht bindigen Böden und einem bindigen Boden. Die im Labor ermittelten Bodeneigenschaften sind in **Tabelle 2** zusammengefasst.

Es gibt umfangreiche Untersuchungen und Theorien, die den Zusammenhang zwischen dem Wassergehalt und der Saugspannung im Boden beschreiben. Am häufigsten wird die von van Genuchten [4] entwickelte Theorie verwendet, die auch in dieser Arbeit betrachtet wird:

$$S_e = \frac{\theta - \theta_r}{\theta_s - \theta_r} = \frac{1}{\left(1 + \left[\alpha \cdot \left(P_\psi / (\rho_w \cdot g)\right)\right]^n\right)^{n-1/n}} \qquad \text{Gl. 4}$$

S_e: effektive Sättigung [-]
θ: tatsächlicher Wassergehalt [-]
θ_r: residualer Wassergehalt [-]
θ_s: Wassergehalt bei Sättigung [-]
ρ_w: Dichte des Wassers [kg/m³]
g: Erdbeschleunigung = 9,81 [m/s²]
α, n: empirische Parameter [-]

Der Zusammenhang zwischen Wassergehalt und Saugspannung im Boden lässt sich nur mit großem Aufwand ermitteln. Die vereinfachten Parametersätze nach dem van-Genuchten-Mualem-Modell sind für Kies, Sand, Schluff und Ton in **Tabelle 3** zusammengefasst; **Bild 6** zeigt die Funktionsverläufe.

Da die im Versuch eingesetzten Böden minimale Feuchtigkeit besitzen (siehe **Tabelle 2**), ist die Saugspannung in diesen Böden niedriger als in trockenen Böden. Es wird angenommen, dass die in **Bild 1** dargestellte schwarze Kurve die Entwicklung der Saugspannung in den Versuchsböden repräsentiert; **Gleichung 5** stellt eine Annäherung an diese Kurve dar. Anhand dieser Gleichung kann der Verlauf der Saugspannung in Abhängigkeit von der Bodendurchlässigkeit ermittelt werden:

$$P_\psi = -12115 * LN(k_0) - 67458 \qquad \text{Gl. 5}$$

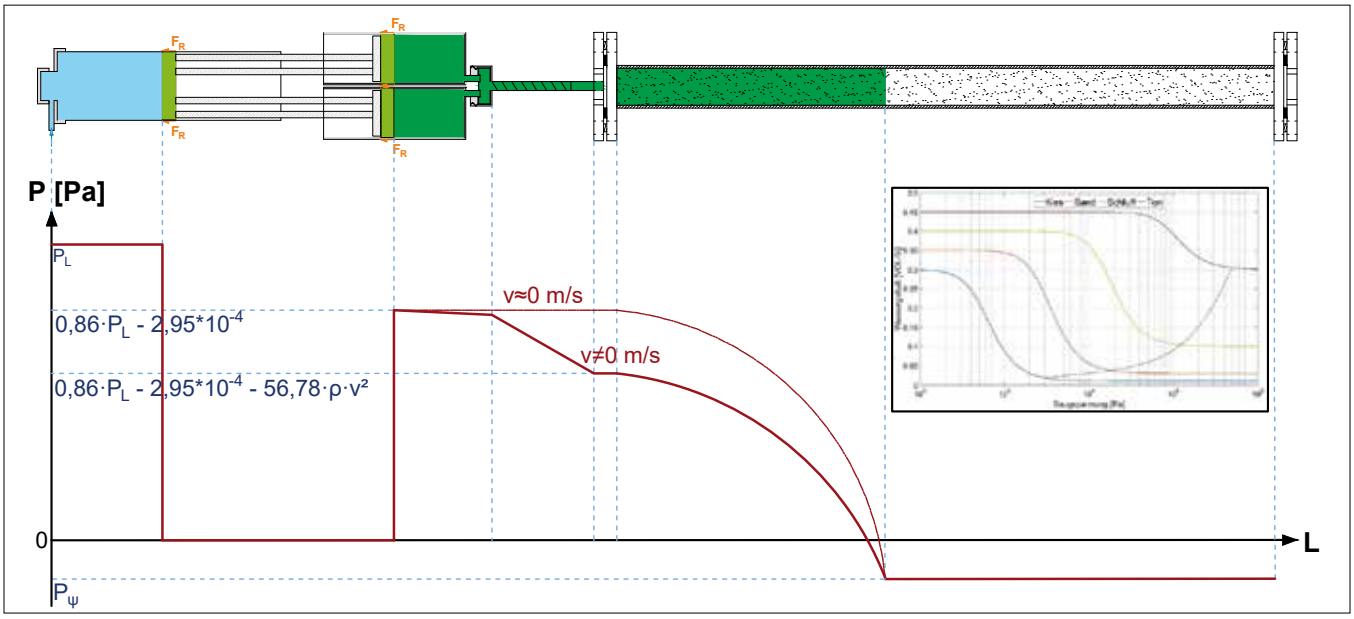


Bild 4 Druckverlauf im System

Tabelle 2 Ergebnisse der bodenmechanischen Laborversuche

Kornverteilung				Was-serge.	Dichte		Lagerungsdichte				Proctorversuch			Glüh-verl.	Kalk-geh.	Durch-lässig-keit
Bodenart		Boden-gruppe	d_{50} [mm]	w [%]	ρs [g/cm³]	ρ [g/cm³]	n_{max} [1]	n_{min} [1]	n [1]	D [1]	ρ_{Pr} [g/cm³]	w_{Pr} [%]	D_{Pr} [%]	V_{gl} [%]	V_{Ca} [%]	k [m/s]
Kies	fG, gs',mg'	GE	3,474	0,64	2,680	1,60	0,49	0,40	0,40	0,94	1,86	3,68	86,16	0,4	21,6	2,98E-03
Sand A	mS, gs*,fs'	SE	0,553	0,06	2,642	1,70	0,47	0,36	0,36	0,99	1,61	13,23	105,33	0,2	0,3	1,51E-04
Sand B	mS,fs	SE	0,305	0,10	2,704	1,62	0,49	0,37	0,40	0,77	1,52	15,03	106,37	0,5	30,7	2,51E-04
Schluff	U, fs,ms'	U	0,038	0,75	2,745	1,63	0,53	0,43	0,41	1,27	1,96	10,73	82,99	3,2	33,4	9,93E-07

fG,gs´,mg´= Feinkies, schwach grobsandig und mittelkiesig
mS,gs*,fs´= Mittelsand, stark grobsandig und schwach feinsandig
mS,fs= Mittelsand, feinsandig
U,fs,ms= Schluff, fein- und mittelsandig

Tabelle 3 Parameter des van-Genuchten-Mualem-Modells für unterschiedliche Bodenarten nach Odenwald [5]

	Kies	Sand	Schluff	Ton
θ_S [-]	0,3	0,35	0,4	0,45
θ_r [-]	0,01	0,03	0,1	0,3
α [1/m]	17,4	3,2	0,6	0,1
n [1]	3,1	3,1	3,1	3,1

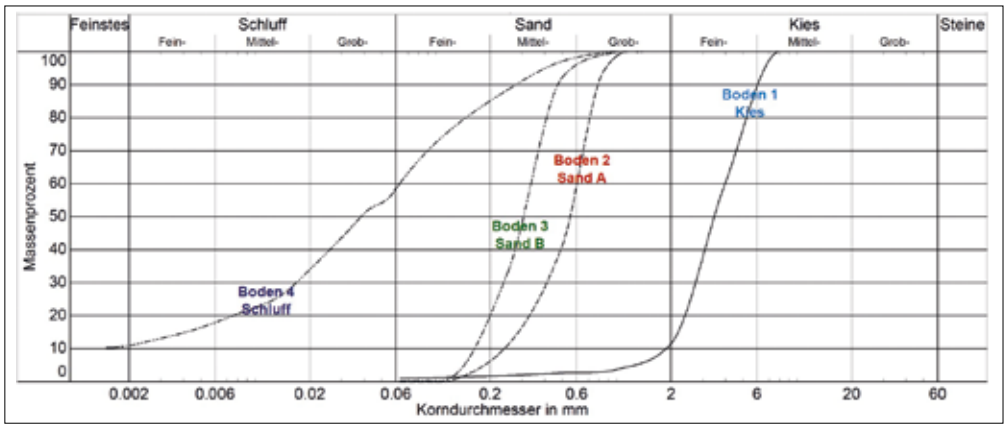


Bild 5 Korngrößenverteilungen der eingesetzten Böden

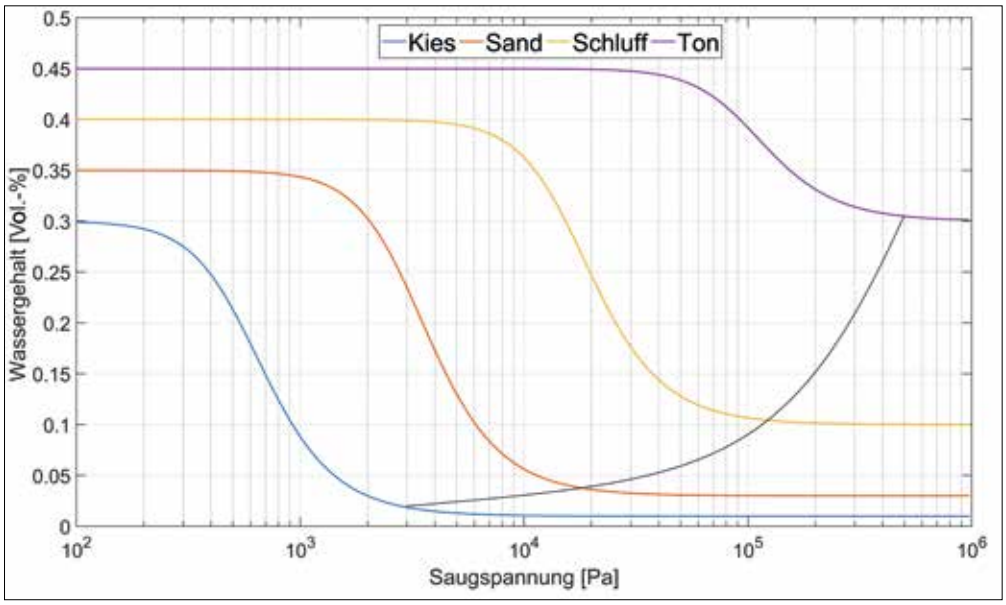


Bild 6 Beziehung zwischen Saugspannung und Wassergehalt für die eingesetzten Versuchsböden

4.4 Ergebnisse

Nach DIN EN 12715 wird die Eigenschaft eines Baugrundes, Injektionsgut aufzunehmen, „Injizierbarkeit" genannt. Gemäß dieser Definition ist die Injizierbarkeit ein qualitativer und nicht messbarer Parameter. Daher wird hier „Reichweite des Injektionsmittels" bzw. „Injektionsradius" als messbare Eigenschaft untersucht. Die Strecke, von der Austrittsstelle betrachtet, auf der der Boden verfestigt wird, wird gemäß DIN 4093:2015-11 Reichweite genannt.

Die gemessene Reichweite des untersuchten Injektionsmaterials Rubbertite ist in **Bild 8** in Abhängigkeit vom Luftdruck (mit dem das Kartuschengerät betrieben wird) dargestellt. Das Material lässt sich in Kies demnach bereits mit dem niedrigsten Luftdruck von 0,5 bar vollständig injizieren. Die mit Sand A und Sand B gefüllten Zylinder werden erst unter einem Druck von 4 bar bzw. 2 bar vollständig injiziert. Der mit Schluff gefüllte Zylinder lässt sich unter dem niedrigen Druck von 2 bar bis maximal 5 cm injizieren. Bei einer Erhöhung des Injektionsdrucks ist eine Verdrängung der Bodenpartikel festzustellen.

Die Reichweite des Injektionsmittels ist in **Bild 7** in Abhängigkeit vom eingestellten Luftdruck dargestellt. In **Bild 8** ist die Erhöhung der Reichweite durch die Druckerhöhung im Sand A deutlich zu erkennen.

Ein großer Injektionsdruck kann bei den gemischtkörnigen Böden zu Suffusion führen. Durch diese Suffusion kann die Injizierbarkeit des Bodens extrem verringert und die Ausbildung eines inhomogenen Injektionskörpers die Folge sein.

5 Entwicklung und Validierung analytischer Verfahren

Die Durchlässigkeit gegenüber dem Injektionsmittel k_I ist von der dynamischen Viskosität μ_I und der Dichte ρ_I der Flüssigkeit abhängig:

$$\frac{k_0 \cdot \mu_w}{\rho_w} = \frac{k_I \cdot \mu_I}{\rho_I} \rightarrow k_I = \frac{k_0 \cdot \mu_w \cdot \rho_I}{\mu_I \cdot \rho_w} \qquad \text{Gl. 6}$$

k_0: Durchlässigkeit gegen Wasser [m/s]
μ_w: dyn. Viskosität des Wassers [mPa·s]
ρ_w: Dichte des Wassers [kg/m³]

Die folgende Gleichung gibt eine gute Annäherung an die zeitliche Entwicklung der gemessenen Dichten:

$$\rho_{t,I} = \rho_{Ende} - c \cdot e^{-d \cdot t} \qquad \text{Gl. 7}$$

$\rho_{t,I}$: zur Zeit t entsprechende Dichte [kg/m³]
ρ_{Ende}, c, d: Dichte-Konstanten

Durch Anpassen der obigen Gleichung für die gemessenen Dichten werden die Konstanten ρ_{Ende}, c und d ermittelt (**Tabelle 4**).

Gleichungen 1 und **Gleichung 7** können in **Gleichung 6** eingesetzt werden, so dass die zeitliche Entwicklung der Durchlässigkeit $k_{t,I}$ im Boden ermittelt werden kann:

$$k_{t,I} = \frac{k_0 \cdot \mu_w \cdot (\rho_{Ende} - c \cdot e^{-d \cdot t})}{(\mu_0 + a \cdot e^{b \cdot t}) \cdot \rho_w} \qquad \text{Gl. 8}$$

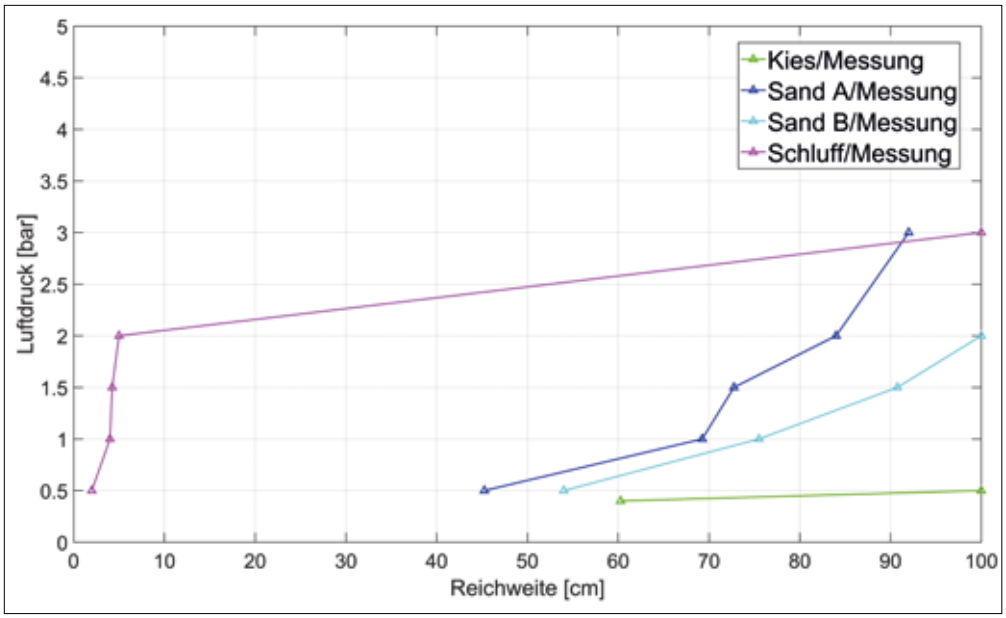


Bild 7 Abhängigkeit der Reichweite vom Luftdruck (Material: Rubbertite)

Bild 8 Erhöhung der Reichweite durch Druckerhöhung (Boden: Sand A)

Tabelle 4 Dichte-Konstanten der Injektionsmaterialien

	ρ_{Ende}	c	d
Rubbertite	1082	62,5	0,04028
Solidcryl	1210	163,4	0,9517
Pur-O-Stop FS-L	1181	64,05	0,06045
FoamSeal (Ann.)	700	-565,4	0,1341

Die Filtergeschwindigkeit *v* des Injektionsmittels im Rohr kann mit **Gleichung 9** nach dem Darcy-Gesetz berechnet werden:

$$v = {}^{Q}/_{F} = {}^{4 \cdot Q}/_{\pi \cdot D^2} = -{}^{dh}/_{dl} \cdot k_{t,I} \qquad \text{Gl. 9}$$

Q: Volumenstrom [m³/s]
F: Querschnittsfläche [m²]
D: Zylinderdurchmesser [m]
h: Druckhöhe [m]

Das Darcy-Gesetz in seiner ursprünglichen Form gilt für laminares Fließen ($Re \leq 10$), wobei die Reynoldszahl *Re* mit folgender Gleichung ermittelt werden kann:

$$Re = {}^{v \cdot d}/_{\frac{\mu_{t,I}}{\rho_{t,I}}} \qquad \text{Gl. 10}$$

d: Korndurchmesser [m]

Ein Fließen mit $R_e > 10$ wird als turbulente Strömung bezeichnet, wofür die erweiterte Darcy-Gleichung verwendet werden kann:

$$\frac{dh}{dl} = W \cdot Q + b \cdot Q^m \qquad \text{Gl. 11}$$

W, b: Empirische Faktoren in Abhängigkeit von der Korngröße und der Porosität
$1{,}6 < m < 2$ für den Exponenten

In **Bild 9** ist die Gültigkeitsgrenze der Darcy-Gleichung in Abhängigkeit vom hydraulischen Gefälle *i* dargestellt. Da im Rahmen der vorliegenden Untersuchungen gering durchlässigen Böden im Fokus liegen, kann angenommen werden, dass eine laminare Strömung im Boden stattfindet.

Um die Funktion des Volumenstromes *Q* zu erhalten, wird **Gleichung 9** integriert, woraus folgt:

$$\int_h^0 -dh = \frac{4 \cdot Q}{\pi \cdot D^2 \cdot k_{t,I}} \cdot \int_0^l dl \quad \rightarrow \quad Q = \frac{h \cdot \pi \cdot D^2 \cdot k_{t,I}}{4 \cdot l} \qquad \text{Gl. 12}$$

l: Reichweite des Injektionsmittels [m]

Die Ausbreitungsgeschwindigkeit v_a kann anhand folgender Gleichung ermittelt werden:

$$v_a = \frac{dl}{dt} = \frac{v}{n} = \frac{1}{n} \cdot \frac{Q}{F} \quad \rightarrow \frac{dl}{dt} = \frac{h \cdot k_{t,I}}{n \cdot l} \qquad \text{Gl. 13}$$

n: Porenanteil [1]

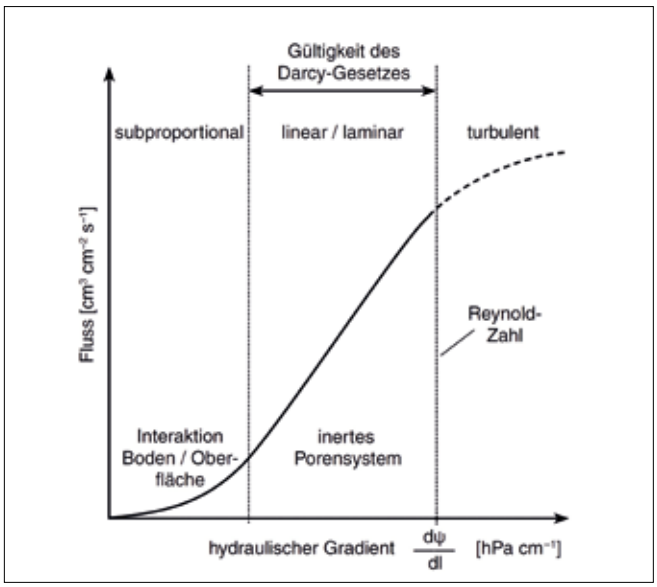


Bild 9 Gültigkeitsgrenzen der Darcy-Gleichung in Abhängigkeit vom hydraulischen Gefälle [6]

Durch Umformung der **Gleichung 13** erhält man daraus:

$$\frac{dt}{dl} = \frac{n \cdot l}{h \cdot k_{t,I}} \quad \rightarrow \quad k_{t,I} \cdot dt = \frac{n \cdot l}{h} \cdot dl \qquad \text{Gl. 14}$$

Integration beider Seiten der **Gleichung 14** liefert:

$$\int_0^t \left[\frac{k_0 \cdot \mu_w \cdot (\rho_{Ende} - c \cdot e^{-d \cdot t})}{\rho_w \cdot (\mu_0 + a \cdot e^{b \cdot t})} \right] dt = \frac{n}{h} \int_0^l dl = \frac{n \cdot l^2}{2 \cdot h} \qquad \text{Gl. 15}$$

Die Integration liefert die folgende Gleichung:

$$l = \sqrt{\frac{2 \cdot h \cdot k_0 \cdot \mu_w}{n \cdot \rho_w} \cdot \int_0^t \left[\frac{(\rho_{Ende} - c \cdot e^{-d \cdot t})}{(\mu_0 + a \cdot e^{b \cdot t})} \right] dt} \qquad \text{Gl. 16}$$

Wie bereits erwähnt, ist die obige Gleichung nur für laminare Strömung einsetzbar. Wäre eine turbulente Strömung vorhanden, wäre eine kürzere Reichweite des Injektionsmittels im Vergleich zum oben ermittelten Wert zu erwarten.

Bei Verwendung von **Gleichung 16** muss auch beachtet werden, dass der Volumenstrom *Q* nicht größer als die maximale Fördermenge Q_{max} des Kartuschengerätes bzw. der Pumpe sein kann.

Unter Berücksichtigung der oben genannten Bedingungen werden die in **Bild 10** mit den durchgehenden Kurven dargestellte Reichweiten ermittelt. Demnach lässt sich die Reichweite des Injektionsmittels im Zylinder in guter Annäherung mittels des vorgestellten Verfahrens ermitteln.

6 Ermittlung der kugelförmigen Ausbreitung von Acrylatgelen

6.1 Einfluss des Drucks

Die im letzten Schritt vorgestellte **Gleichung 16** kann für eine kugelförmige Ausbreitung des Injektionsmittels erweitert werden:

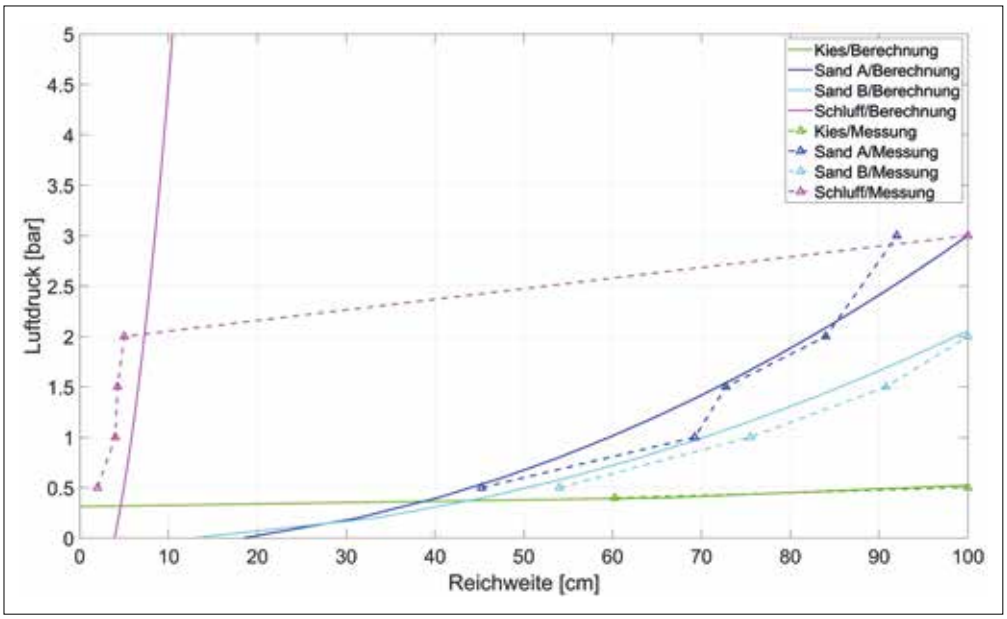


Bild 10 Validierung des entwickelten analytischen Verfahrens (Material: Rubbertite)

$$\frac{n \cdot (r_{ir}^3 - 3 \cdot r_{ir} \cdot r^2 + 2 \cdot r^3)}{6 \cdot h \cdot r_{ri}} = \int_0^t \left[\frac{k_0 \cdot \mu_w \cdot (\rho_{Ende} - c \cdot e^{-d \cdot t})}{\rho_w \cdot (\mu_0 + a \cdot e^{b \cdot t})} \right] dt \quad \text{Gl. 17}$$

r: Injektionsradius [m]
r_{ir}: Radius des Injektionsrohres [m]

Bei dieser Gleichung bleiben die Einschränkungen der **Gleichung 16** immer noch bestehen und die oben genannten Bedingungen müssen bei ihrer Anwendung berücksichtigt werden.

Die Beziehung zwischen Injektionsradius und Durchlässigkeitsbeiwert für zwölf Luftdruckeinstellungen von 0,5 bis 6 bar wird für das Material Rubbertite mittels des vorgestellten Verfahrens ermittelt; die Auswertungen sind in **Bild 11** dargestellt.

6.2 Vergleich der Ausbreitung von vorgestellten Injektionsmaterialien

Bei einer Bodentemperatur von 20°C wird die Beziehung zwischen Injektionsradius und Durchlässigkeitsbeiwert für die vorgestellten Injektionsmaterialien bei einem Luftdruck von 6 bar ermittelt (**Bild 12**). Es ist zu erkennen, dass für stark durchlässige Böden die Reaktionszeit der Injektionsmaterialen der entscheidende Parameter für die Injizierbarkeit ist und bei gering durchlässigen Böden eine niedrige Viskosität die entscheidende Einflussgröße darstellt.

Bei drei von vier Kurven ist jeweils ein Wendepunkt zu erkennen. Bei einer Bodendurchlässigkeit größer als die zu dem Wendepunkt entsprechende Durchlässigkeit ist in der Startphase der Injektionsmittelbedarf größer als die Fördermenge der Pumpe. Die Wendepunkte verschieben sich nach links, falls die Fördermenge der Pumpe erhöht wird bzw. bei einer größeren Fördermenge kann eine größere Reichweite erwartet werden.

7 Zusammenfassung

Die vorgestellten Ergebnisse zur Injizierbarkeit von Böden lassen sich wie folgt zusammenfassen:

1. Durch eine turbulente Strömung im Boden kann die Injizierbarkeit verringert werden. Der Übergang von laminarer zu turbulenter Strömung kann anhand der Reynolds-Zahl ($Re_{krit.}$ = 10) festgestellt werden.
2. Wie aus **Bild 1** hervorgeht, ist die Entwicklung der Viskosität beim Material Rubbertite bei niedrigen Temperaturen langsamer als bei höheren Temperaturen. Die Bodentemperatur ist von den Umgebungsbedingungen und

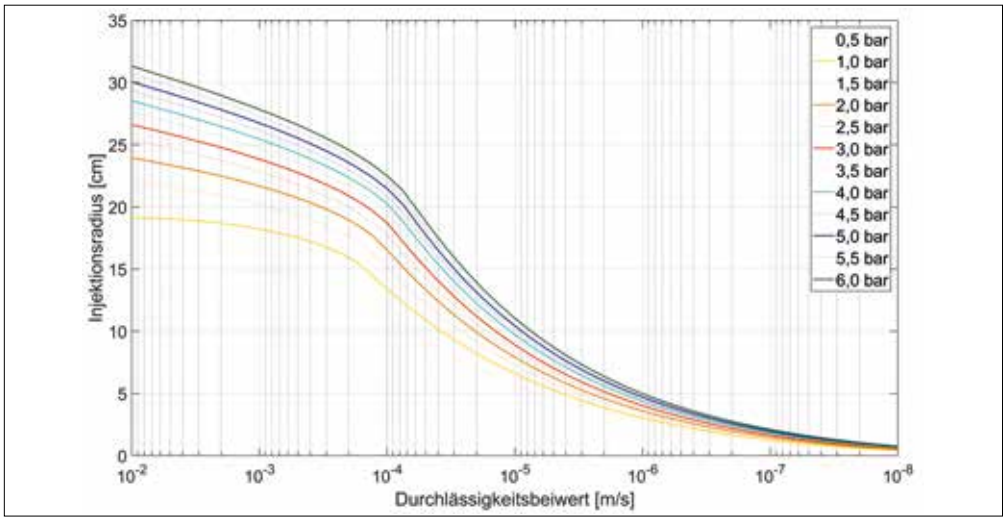


Bild 11 Beziehung zwischen Injektionsradius und Durchlässigkeitsbeiwert für unterschiedliche Kartuschen-Luftdrücke (Material: Rubbertite)

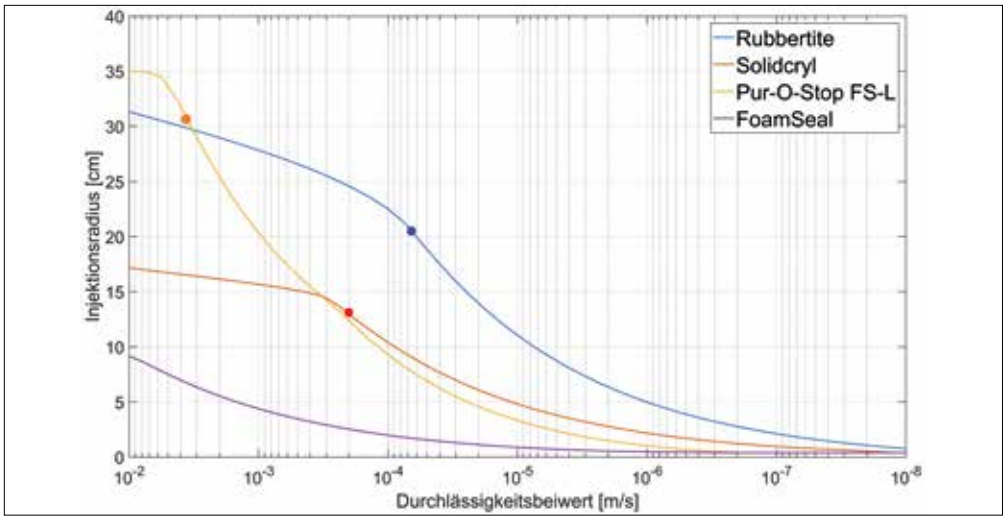


Bild 12 Beziehung zwischen Injektionsradius und Durchlässigkeitsbeiwert für untersuchte Injektionsmaterialien (Luftdruck: 6 bar, Temperatur: 20°C)

der Tiefe abhängig. Die durchschnittliche Bodentemperatur in Deutschland liegt bei 10°C, d. h. es ist eine größere Reichweite des Injektionsmittels als der in **Bild 12** ablesbare Wert zu erwarten.

3. Eine Pumpe mit einer höheren Fördermenge kann die Reichweite des Injektionsmittels erhöhen.
4. Für stark durchlässige Böden ist die Reaktionszeit der Injektionsmaterialen der entscheidende Parameter für die Injizierbarkeit, für gering durchlässige Böden ist eine niedrige Viskosität die entscheidende Einflussgröße.

Literatur

[1] Wagner, W. (1992): Strömung und Druckverlust. Mit Beispielsammlung. Vogel-Fachbuch: Kamprath-Reihe. Vogel, Würzburg.

[2] Mezger, T. (2014): Angewandte Rheologie. Mit Joe Flow auf der Rheologie-Straße, 1. Aufl. Anton Paar GmbH, Graz.

[3] Finsterle, S., Moridis, G.J., Pruess, K. (1994): A TOUGH2 Equation-of-State Module for the Simulation of Two-Phase Flowof Air, Water and a Miscible Gelling Liquid. A TOUGH2 Equation-of-State Module for the Simulation of Two-Phase Flowof Air, Water and a Miscible Gelling Liquid. eScholarship, University of California.

[4] van Genuchten, M.T. (1980): A Closed-form Equation for Predicting the Hydraulic Conductivity of Unsaturated Soils1. Soil Science Society of America Journal 44(5):892.

[5] Odenwald, B. (2011): Numerische Berechnung der Dammdurchströmung. BAW Mitteilungen 94:59–76.

[6] Blume, H., Brümmer G.W., Horn, R., Kandeler, E., Kögel-Knabner, I., Kretzschmar, R., Stahr, K., Wilke, B. (2010): Scheffer/Schachtschabel: Lehrbuch der Bodenkunde. Springer Berlin Heidelberg, Berlin, Heidelberg.

Weiterführende Literatur

- Kutzner, C. (1991): Injektionen im Baugrund. Enke, Stuttgart.
- Lins, Y. (2010): Hydro-mechanical properties of partially saturated sand. Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Bd 42. Lehrstuhl für Grundbau, Boden- und Felsmechanik, Bochum.
- Müller-Kirchenbauer, H. (1968): Zur Theorie der Injektionen. Veröffentlichungen des Instituts für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Bd 32. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe.
- Müller-Kirchenbauer, H. (1969): Untersuchungen zur Eindringung von Injektionsmassen in porigen Untergrund und zur Auswertung von Probeverpressungen. Veröffentlichungen des Institutes für Bodenmechanik und Felsmechanik der Universität Fridericiana in Karlsruhe, Bd 39. Inst. für Bodenmechanik und Felsmechanik, Karlsruhe.
- Scheffer, F., Schachtschabel, P., Blume, H. (2008): Lehrbuch der Bodenkunde, 15. Aufl. Spektrum-Lehrbuch. Spektrum Akad. Verl., Heidelberg.

Michael Ouschan, Dipl.-Ing., B. Sc., eguana GmbH, Wien (A)
Philipp Maroschek, Ing., MLBT, M. Sc., B. Sc., eguana GmbH, Wien (A)
Sewerin Sabew, Dipl.-Ing., Renesco GmbH, Abteilung Marti Geotechnik, St. Leon Rot (D)
Leopold Winkler, Dipl.-Ing., B. Sc., Technische Universität Wien, Wien (A)

Digitales Dokumentations- und Datenmanagement bei Injektionsmaßnahmen

Moderne Baumaschinen ermöglichen Ingenieuren durch Aufzeichnung von Daten einen tieferen Einblick in den Bauprozess. Durch Digitalisierung wird somit letztlich auch das Verständnis der im Untergrund ablaufenden Vorgänge gestärkt. Das Auswerten und Analysieren der Prozessdaten erfolgt heutzutage größtenteils mittels Tabellenkalkulationsprogrammen. Dateninkonsistenzen und proprietäre Programme erschweren diesen Prozess. Im vorliegenden Beitrag wird detailliert auf Anforderungen an Dokumentation und Datenhaltung seitens der Normenwelt und den aktuellen Stand der Technik eingegangen. Darauf aufbauend und unter Berücksichtigung der Herausforderungen moderner Injektionsbaustellen werden Lösungen für innovatives Datenmanagement von Injektionsvorgängen dargelegt. Diese sind geprägt durch direkte digitale Schnittstellen in der Datenübertragung, implementierte Automatismen in der Auswertung und Analyse sowie einhergehende Administrationserleichterung und verbesserte Kollaboration aller Stakeholder.

1 Einleitung

In den Jahren 2000 bis 2002 wurde etwa die gleiche Menge an Daten produziert wie in den gesamten 40.000 Jahren davor. Mittlerweile schreiben wir das Jahr 2018, der Berg an Daten wächst kontinuierlich, wodurch auch die Anforderungen an die Datenhaltung steigen [1]. In allen Lebenslagen werden heutzutage digitale Daten geschaffen. Begonnen bei persönlichen Nachrichten über GPS-Tracking bis hin zum Festhalten und Teilen von Eindrücken mit dem Smartphone – jeder häuft persönlich jährlich Daten im Terabyte-Bereich an. Eine Studie der IDC – International Data Cooperation geht von einer weltweiten Datenproduktion im Bereich von 40.000 Exabytes (das entspricht 40 Trillionen Gigabytes bzw. 40.000.000.000.000.000.000.000 Bytes) im Jahr 2020 aus [2].

Die Bauwelt ist davor nicht gefeit. Mit der fortschreitenden Digitalisierung sowie den damit einhergehenden, enorm zunehmenden Datenmengen steigt der Bedarf an automatisierten Dokumentations- und Analyseprozessen. Vor allem im Spezialtiefbau werden durch das im Untergrund verborgene Bauwerk besonders hohe Anforderungen an Datengenauigkeit, die schnelle Verfügbarkeit von Daten und das exakte Abbilden der Bauvorgänge im Zuge der Dokumentation gestellt. Dies ist vor allem zur Sicherung der Qualität des Bauwerks und dessen Ausführung unerlässlich. Im Sinne einer durchgängigen Datenhaltung sollte von der Planung, Ausführung, Bauwerkserhaltung bis hin zum Rückbau bzw. Abriss ausreichend Information vorhanden sein.

Moderne Baugeräte und Datenerfassungseinheiten können Bautätigkeiten aufzeichnen und Herstelldaten ausgeben. Bislang erfolgt die automatisierte Zusammenführung und Analyse der Daten in der Praxis jedoch nur selten. Bauingenieure sind keine IT-Spezialisten, verfügen aber über die notwendige Kenntnis der Ausführungsprozesse, weshalb bei der Entwicklung von digitalen Baustellenwerkzeugen ein Schulterschluss zwischen Informatik und Bautechnik zu erfolgen hat.

Bei Injektionen fallen rund 6.000 Messwerte in Binärformat durch die Aufzeichnung der Herstellungsgrößen Druck, Menge und Durchflussrate über die Zeit für eine durchschnittliche Injektion von 30 Minuten an. Bei großen Injektionskampagnen stellt die Durchführung von über 200 Injektionsstellen je Arbeitstag keine Seltenheit mehr dar. Dies entspricht 1,2 Millionen Messwerten täglich. Die Aufbereitung dieser Daten obliegt den ausführenden Unternehmen.

Die Dokumentation stellt somit keineswegs mehr eine Nebentätigkeit dar, sondern nimmt einen großen Bereich der Bauleiter-Tätigkeiten ein. Der Bedarf an unterstützenden Systemen für Baupersonal ohne tiefergehende IT-Ausbildung bleibt unbestritten. Selbst IT-affine Bauleiter stoßen aufgrund der großen Menge an Daten an die Grenze der Handhabung.

2 Stand der Technik zum Datenmonitoring

Der Dokumentations- und Analysekreislauf von Injektionsarbeiten wird durch einschlägige Anforderungsdokumente bereits vor Projektbeginn beeinflusst. Diese Dokumente sind auf Ebene der Normengremien im deutschsprachigen Raum die EN 12715 „Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten – Injektionen“ [3], der Kommentar zur EN 12715 der Österreichischen Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) [4], das Standardleistungsbuch STLB-Bau – LB 006 Spezialtiefbauarbeiten des „Gemeinsamen Ausschusses Elektronik im Bauwesen (GAEB)“ [5] oder die Leistungsbeschreibung LB FSV-VI LG 22 der österreichischen Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (FSV) [6]. Für die Qualitätsprüfung von Injektionsmaterialien gilt in Österreich die ÖNORM B 4454 „Injektionen in

Fest- und Lockergestein – Prüfungen“ [7]. Auf Projektebenen werden insbesondere in den technischen Vertragsbestimmungen und den Verfahrensanweisungen die Registrierung und Überwachung der Injektionsarbeiten je Injektionsbohrung definiert.

Die EN 12715 [3] gibt den Arbeitsablauf als einen interaktiven, fortschreitenden Prozess an. Ein ständiges Baumanagement sei demnach erforderlich, damit Entscheidungen (sowohl zur Veränderung der bei der Planung und in den Verfahrensanweisungen festgelegten Verfahren oder Parameter als auch für die Fortführung oder Beendigung der Injektionsmaßnahmen) von allen beteiligten Parteien gemeinsam getroffen werden können. Die Ausführung der Arbeiten ist laut Norm kontinuierlich zu überwachen und alle Beobachtungen mit den Planungsparametern und Annahmen zu vergleichen. Dabei werden „rechnergestützte Aufzeichnungsgeräte für Echtzeit-Überwachung und Kontrolle der Verarbeitungsparameter“ gefordert. Neben der kontinuierlichen Überwachung müssen sämtliche Daten für alle Injektionsphasen aufgezeichnet und Berichte angefertigt werden. Auf der Baustelle handelt es sich um tägliche und monatliche Beobachtungen beim Bohren und Einbringen des Injektionsgutes sowie zum täglichen Fortschritt und Injektionsgutverbrauch.

Die auf den heutigen Baustellen auf Basis dieser Vorgaben entstehende Berichte sind demnach:

- Bautagesberichte
- Bohrberichte
- Injektionsprotokolle
- grafische Darstellungen des Druck-Mengenverlaufs der Injektionen
- Schichtberichte
- Maschinenberichte
- Injektionsgutberichte
- Aufmaße

Der Dokumentationsaufwand ist über Einrichtungspauschalen und Leistungspositionen (meist „Verpressbetriebsstunden“) zu kalkulieren. Die Leistungsbeschreibung LB-IV FSV sieht zusätzlich dazu zwei Positionen „Erweiterte Dokumentation I / II“ vor, die in aktuellen Ausschreibungen jedoch noch nicht zu finden sind. In den Ausschreibungen ist in der Regel die Position „Injektionsdatenschreiber“ festgehalten, die eine Aufzeichnung und Übergabe der Messdaten an den Auftraggeber in analoger und digitaler Form beinhaltet.

In den vertraglichen Bestimmungen wird bei der Beschreibung der Bohr- und Injektionseinrichtung die Registrierung und Überwachung weiter präzisiert. Darin vorgesehen ist die stetige Aufzeichnung von zumindest Injektionsdruck, Injektionsrate und Gesamtverpressvolumen nach Zeit, Tiefe und Passe je Injektionsanschluss. Aktuelle Vertragsbedingungen

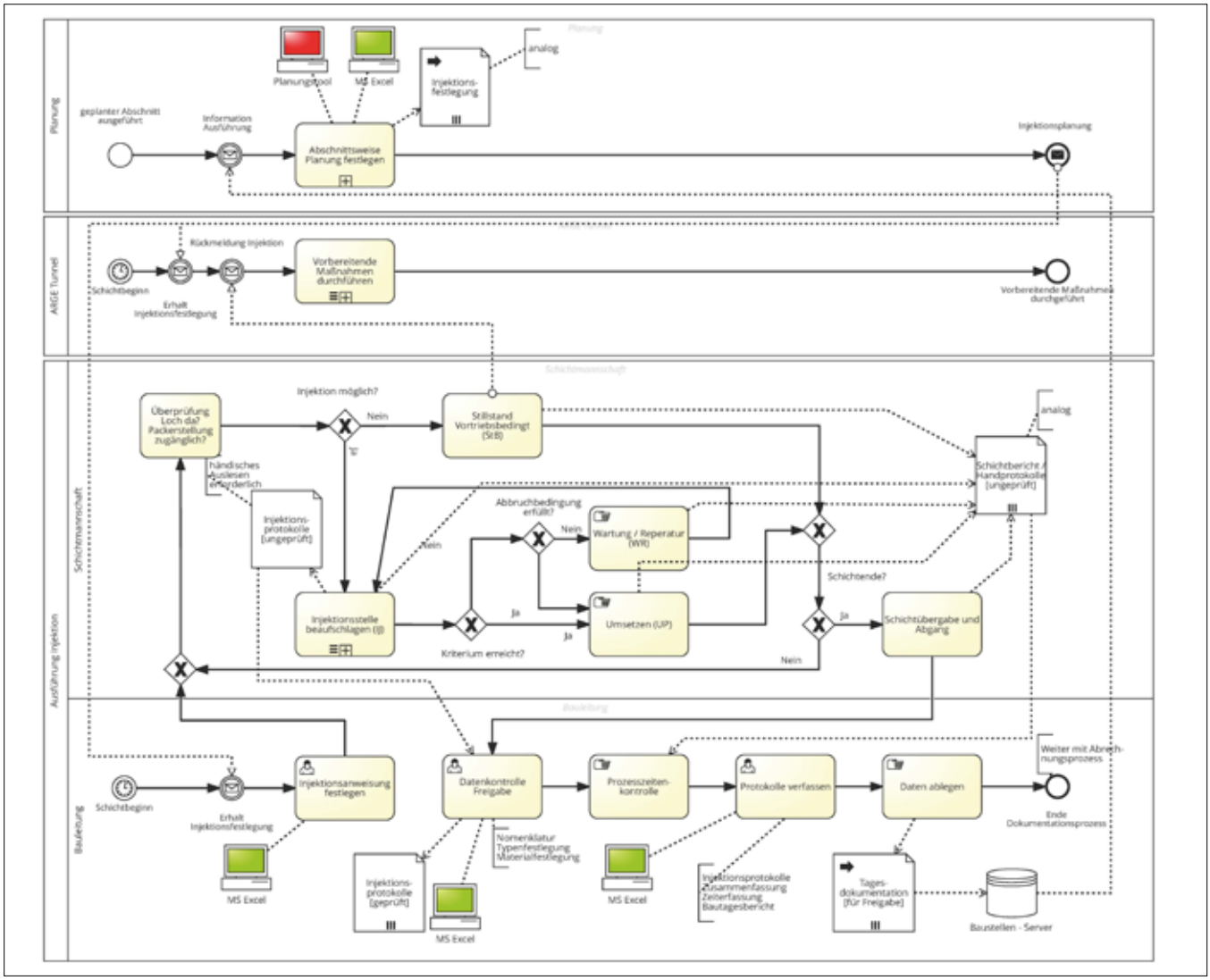


Bild 1 Arbeits- und Dokumentationsprozesse bei einer Tunnelinjektion

definieren zudem Form und Zeitpunkt der Übergabe. Beispielsweise wird festgehalten, dass Injektionsprotokolle und Analysen am folgenden Kalendertag digital und in dreifacher Papierausfertigung mit Unterschrift zu übergeben sind.

2.1 Aktueller Daten- und Dokumentationsfluss

Den beschriebenen Forderungen aus der Literatur stehen die technischen Möglichkeiten auf heutigen Injektionsbaustellen gegenüber. **Bild 1** illustriert den Prozess einer Tunnelinjektion, wobei die Injektionstätigkeiten von einer eigenen Organisationseinheit durchgeführt werden. Arbeitsprozesse sind beim gewerblichen Personal angesiedelt. Dokumentations- und Organisationstätigkeiten werden von der Bauleitung übernommen. Im Flussdiagramm ist zu erkennen, dass der tradierte Datenfluss durch viele Zwischenschritte in Form von händischer Übertragung der Daten und kontinuierlichen Aufbereitungen und Auswertungen gekennzeichnet ist.

Die Kommunikation per E-Mail oder Netzlaufwerken mit Stakeholdern bringt zusätzliche Zeitverzögerungen und potentielle Fehlerquellen in das System. Des Weiteren werden beispielsweise die aufgenommenen Messwerte manuell durch das Baustellenpersonal ausgelesen, mittels portabler Massenspeichergeräte (z. B. USB-Stick) transferiert und über Tabellenkalkulationsprogramme oder proprietäre Software der Datenschreiberhersteller verarbeitet und visualisiert. Technisch unterscheiden sich die Lösungen am Markt, in der Ausführung weichen sie jedoch kaum voneinander ab [8]. Die entsprechenden Schritte nach „Injektionsstelle beaufschlagen", d. h. die Weiterleitung von „Injektionsprotokolle" und anschließend „händisches Auslesen" sind im Aufgabenbereich der Schichtmannschaft angesiedelt (siehe Bereich Mitte links in **Bild 1**). Vor der Protokollerstellung muss jeder Datensatz einer Injektion geöffnet und überprüft werden. Bei etwaig aufkommenden Problemen in der Rohdatenaufnahme gibt es kaum Möglichkeiten, beispielsweise Falscheingaben zu korrigieren. Nötige Korrekturen setzen umfangreiche Computer- und IT-Kenntnisse voraus, sind ressourcen- und zeitintensiv und können auch im Sinne der Dokumentenechtheit als bedenklich angesehen werden.

Die Notwendigkeit der Entwicklung von digitalen Datenmonitoringsystemen für Injektions- und Bohrarbeiten ist evident, wenn man den Vergleich des beschriebenen Dokumentationskonzeptes und der angewandten technischen Lösungen in der Ausführung mit den Forderungen der EN 12715 [3] betrachtet: Weder „Echtzeit-Überwachung und Kontrolle", noch „ständiges Baumanagement" oder das gemeinsamen Treffen von Entscheidungen zu Verfahren und Parametern von „allen beteiligten Parteien" sind ohne neue technische Lösungen umsetzbar.

2.2 Anforderungen an digitales Datenmonitoring

Der Entwicklungsprozess eines digitalen Datenmonitoringsystems steht im Spannungsfeld der Triade vertragsziel-orientiertes Arbeiten, baubegleitende wirtschaftliche und technische Optimierung, sowie der Arbeitserleichterung in der Ausführungsphase.

Im ersten Handlungsfeld ist durch das digitale Datenmanagement zu klären, welche Bohr- und Injektionsparameter für eine Beurteilung erforderlich und welche Mengen- und Passeninformationen (räumlich und zeitlich) dafür notwendig sind. Einzubinden und zu verknüpfen ist dazu die Qualitätssicherung der Materialien in Form der Testergebnisse des Labors und der Feld-Prüfungen.

Im Handlungsfeld der Optimierung muss das System Fragen zur Ertragswahrheit der Abrechnungspositionen und Effizienzkritik beantworten. Dabei unterstützt es die Identifikation der Ursachen gegenüber der Angebotskalkulation für die Bauüberwachung bzw. der Arbeitskalkulation für das Bauunternehmen und bietet auf Grundlage der aktuellen Datenlage durch baubetriebliche Variationen der Abläufe eine Steigerung der Effizienz.

Als drittes Handlungsfeld ist auf die Administrationserleichterung bei der Auswertung und Analyse sowie beim Erstellen von Abrechnungsgrundlagen bei der Entwicklung wert zu legen. Die wichtigsten Stakeholder im Zusammenhang mit dem zentralen Wissensmanagement von Bohr- und Injektionsarbeiten sowie etwaiger weiterer Arbeiten sind Bauherr, Planung und Überwachung sowie das Bauunternehmen.

Die Erwartungshaltung der beschriebenen drei Bereiche wurde evaluiert und ist in **Bild 2** dargestellt. Bauunternehmen sehen den größten Vorteil in der Administrationserleichterung. Bauherr, Planung und Überwachung erwarten sich im Gegensatz dazu eine höhere Ertragswahrheit und Effizienzkontrolle von den Bautätigkeiten.

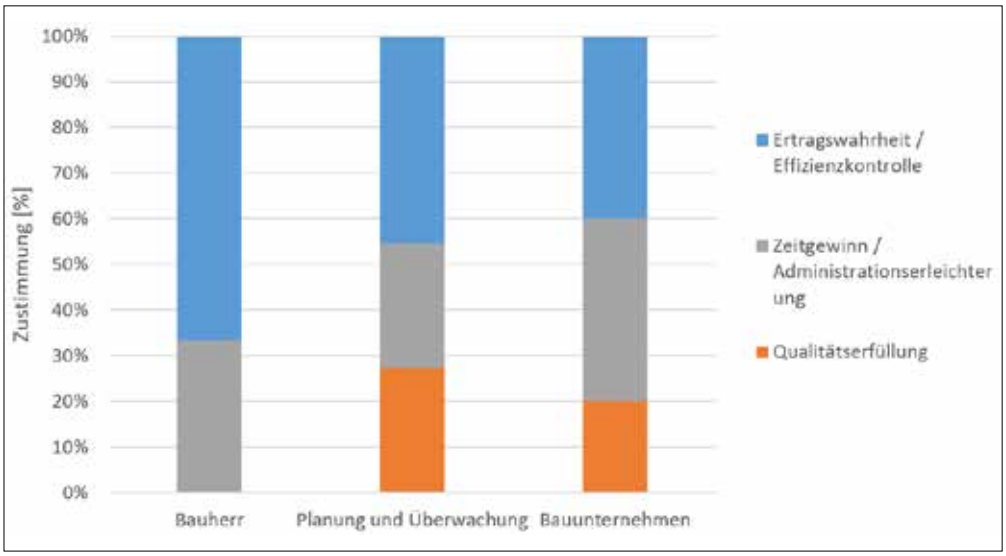


Bild 2 Nutzen zentraler Wissensmanagementsysteme im Baubetrieb

3 Herausforderungen moderner Injektionsbaustellen

Zunehmende Urbanisierung und steigender Platzmangel treiben Infrastrukturprojekte vermehrt unter die Erde. Innerstädtische Verkehrstunnel werden in beinahe jeder Großstadt errichtet – egal, ob für den Individual- oder den öffentlichen Verkehr. Immer, wenn unterirdisch gebaut wird, gilt es, die Geologie entsprechend zu kennen und zu berücksichtigen. Im städtischen Tiefbau kommt die Komponente Bebauung hinzu. Vor allem der Alpenraum zeichnet sich durch sehr wechselhafte geologische Formationen in grundwassergesättigten Zonen aus. Eine besondere Herausforderung sind Tunnelbauwerke im quellfähigen Gebirge. Um den Vortrieb ausreichend zu sichern und den Wasserzutritt zu verhindern, steigen die Anforderungen an die Injektionstechnik. Im städtischen Raum stellen Injektionen eine besondere Herausforderung dar, da die zu errichtenden Tunnel häufig bei geringer Überdeckung unter Wohn- bzw. Büroviertel hindurchführen.

Der neuen österreichischen Tunnelbaumethode nachempfunden, erfolgt die Detailplanung solcher Injektionskampagnen als Sicherungsmaßnahme oft ausführungsbegleitend, um unter anderem die Aufnahmefähigkeit des Gebirges entsprechend berücksichtigen zu können [4]. Arbeiten im Pilgerschrittverfahren, also das abwechselnde Abarbeiten mehrerer Querschnitte, sowie die Änderung von Bohrlängen und Packertiefen erweisen sich als probates Mittel der ständigen Anpassung. Das bedeutet, die ausführenden Unternehmen müssen ständig aktualisierte Arbeitsanweisungen ausführen, was an das gewerbliche Personal hohe kognitive Anforderungen stellt.

Nicht nur die Einbaustelle, sondern vor allem das einzubauende Material bzw. die einzuhaltenden Injektionsparameter sind für den Erfolg der Sicherungsmaßnahmen entscheidend. Planer sind hier auf aussagekräftige Daten angewiesen; eine saubere Dokumentation ist unerlässlich.

Die Bauleitung steht vor der Aufgabe, Änderungen des Bauablaufs möglichst ohne Verzögerung und Komplikationen den ausführenden Mannschaften zu vermitteln und zu dokumentieren. Die Dokumentation soll im Aufwand nicht mit den Planungsleistungen steigen, aber dennoch alle Änderungen sauber und nachvollziehbar abbilden. Ohne technische Hilfsmittel und automatisierte Prozesse werden hier schnell die Grenzen des Machbaren erreicht.

Somit ergeben sich aus den in den voranstehend beschriebenen Anforderungen und Umständen moderner Injektionsbaustellen nachfolgende Anforderungen an Dokumentation und Datenmanagement:

- Sichere Datenakquise und -verwaltung
- Datenanalyse und Protokollierung
- Prozessabbildung und Tätigkeitserfassung
- Automatisierte Massenermittlung
- Interaktive Visualisierung
- Digitale Arbeitsanweisungen
- Schnittstellen zu übergeordneten Systemen (ERP, Abrechnung, BIM, etc.)
- Qualitätssicherung
- Auswertung und Bauzeitermittlung
- Kommunikation zwischen den Stakeholdern

4 Injektionsdatenmanagement neu gedacht

Wie zuvor dargestellt, stellt die Dokumentation in der Injektionstechnik einen wichtigen Arbeitsbereich dar und ist längst nicht mehr als kleine Nebenaufgabe zu sehen. Gerade im digitalen Zeitalter muss die Bauwelt interdisziplinäres Denken forcieren und einen strukturierten Umgang mit Daten leben. Denn diese liefern Rückschlüsse über den Erfolg der Injektionsmaßnahmen und bilden die Grundlage für baubegleitendes Planen sowie Abrechnungen. Zudem gliedern sie sich nach Plandaten in den Lebenszyklus des Bauwerks ein, sind also als Grundlage für Bauwerkserhaltung bis hin zu Rückbau bzw. Abriss zu sehen.

Technologien zur Automatisierung der Bauwelt gibt es. Die Vernetzung bauspezifischer Anforderungen mit technischen Hilfsmittel entspricht heutzutage in vielen Bereichen allerdings nicht dem Stand der Technik – Stift und Papier herrschen als Dokumentationsmittel noch immer vor. Bauleiter im Tiefbau verbringen mindestens 20 Prozent ihres Arbeitspensums mit Dokumentation [9].

4.1 Der moderne Datenfluss

Datensammlung und -übertragung erfolgen mit der Webplattform eguana SCALES automatisch und unabhängig von Maschinen-, Datenlogger- oder Sensorherstellern. Seitens der Hersteller gibt es entweder eine Schnittstelle, über welche die

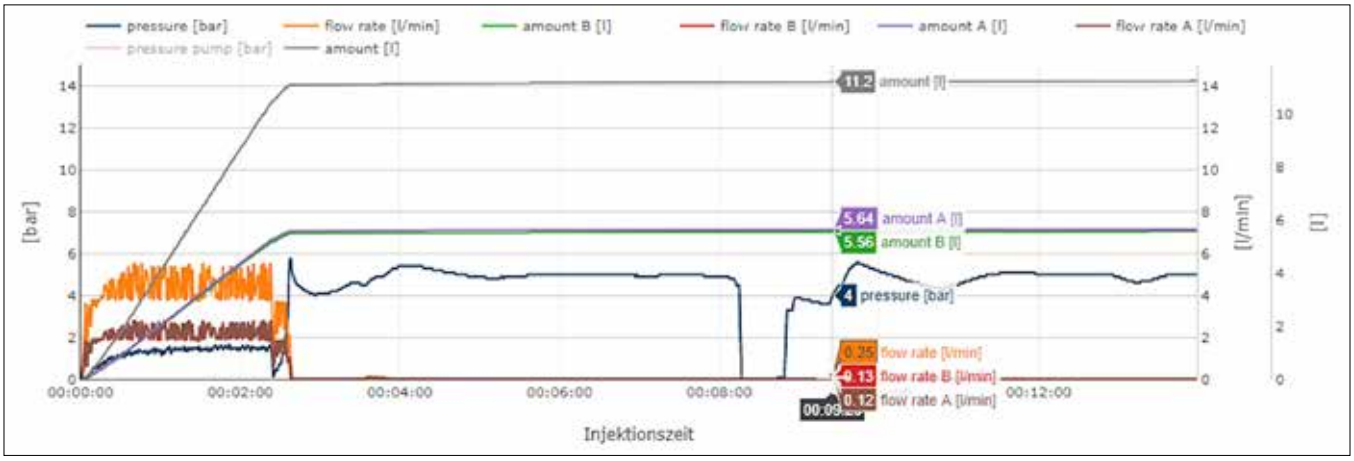


Bild 3 Datenauswertung von Injektionen mit Zwei-Komponenten-Mittel

Daten direkt übermittelt werden oder es kommt ein innovatives Upload-Tool zum Einsatz, welches die Injektionsdaten direkt aus der Datenbank in der Injektionsanlage abgreift und auf gesicherte Server lädt. Ein Einsatz unter Tage oder in entlegenen Gegenden wird möglich, da bereits bei sehr geringen Übertragungsraten Daten sicher übermittelt werden können, wobei die Option eines manuellen Uploads via einfachem drag and drop erhalten bleibt. Dies stellt einen wesentlichen Faktor moderner Dokumentation dar, da die manuelle Übertragung der Daten entfällt.

Die Datenkontrolle kann erfolgen, während an anderen Stellen noch gearbeitet wird. eguana SCALES verarbeitet und überprüft die Messwerte automatisch nach dem Upload im Hinblick auf deren Integrität als auch projektspezifische Charakteristika. Es bietet die Möglichkeit, Druck- und Durchflussverläufe im Detail zu analysieren (**Bild 3**) sowie nach Prüfung und Freigabe interessensangepasste Protokolle zu erstellen. Der Fokus liegt mehr auf der fachkundigen Durchsicht als der administrativen Herausforderung des Dokumentationsprozesses, wodurch wertvolle Zeit eingespart und der Blick aufs Wesentliche gerichtet werden kann [10]. Zudem sind dank einer intelligenten Datenbank alle Daten strukturiert abgelegt und können nach Bedarf jederzeit abgefragt sowie im Detail analysiert und ausgewertet werden.

4.2 Unterstützende Visualisierung

Kommunikation mit Bildunterstützung, insbesondere bei komplexen Zusammenhängen, setzt sich generationsübergreifend immer wieder durch. Bauleitung und Bauüberwachung fordern Visualisierung von Daten, um die Aufmerksamkeit auf relevante Zusammenhänge lenken zu können. Herkömmlich werden Listen ausgewertet oder Protokolldaten mittels Leuchtmarker auf gedruckte Pläne übertragen. Digitale Datenmonitoringsysteme können die ausgeführten Arbeiten über dynamische Visualisierungen zur Verfügung stellen [11].

Die Herstellungsdaten sind in eguana SCALES direkt mit einer interaktiven Visualisierung des gesamten Baufelds verknüpft – von Übersichten bis hin zu Detailabbildungen einzelner Injektionsstellen. Die Benutzer können über Farbcodes den Stand der laufenden Arbeiten einsehen und so Problemstellen schnell und einfach ausmachen. In **Bild 4** sind Injektionen mit unterschiedlichen Packerstellungen abgebildet: In Grün die bereits ausgeführten und freigegebenen Stellen, in Blau und Rot jene, die noch einer Kontrolle bedürfen. Die Farbintensität liefert zudem Rückschluss auf die verpresste Menge.

Die Idee, Visualisierungen nicht nur zum Zweck des Controllings, sondern auch zur Arbeitsanweisung zu nutzen, wird ebenfalls umgesetzt. Bauleiter oder Poliere geben Plandatensätze zur Ausführung frei, die Maschinisten sehen in der Visualisierung die abzuarbeitenden Stellen in einer entsprechenden Farbe und wissen, was als nächstes zu erledigen ist. Dadurch kann auf baubegleitende Planänderungen schnell reagiert werden. Diese Punkte werden zudem mit Parametersets hinterlegt, wodurch stets klar ist, in welcher Form die Ausführung zu erfolgen hat. Dadurch wird der Vorgang „Injektionsanweisung festlegen“ an der Schnittstelle zwischen Bauleitung und Schichtmannschaft (siehe Bereich unten links in **Bild 1**) vereinfacht.

4.3 Von der Tätigkeitserfassung bis zur Abrechnung

Neben den Herstellungstätigkeiten gibt es in den Leistungsverzeichnissen auch unproduktive Abrechnungspositionen wie Stillstände oder Gerätevorhaltung. Um Diskussionen über die abzurechende Menge zu minimieren, können über das Prozessmanagement alle Tätigkeiten chronologisch abgebildet und in Zeitreports ausgegeben werden. Es erfolgt eine automatische Abbildung von Herstellungstätigkeiten sowie von Standardzwischenprozessen in Form eines Balkendiagramms (**Bild 5**). Außerplanmäßige Prozesse wie Stillstände oder Wartungen können durch das Baustellenpersonal festgelegt werden. Dadurch haben Bauleiter stets alle Prozesse im Blick und können optimierende Analysen hinsichtlich Bauzeit und Personaleinsatz erstellen.

Tätigkeiten fließen in die zeitlichen Abrechnungspositionen ein. Stück- und Mengenzählungen basieren auf Herstellungsdaten. Hierzu werden intelligente Nomenklatur-Codes herangezogen, um beispielsweise das Setzen der Packer abzubilden oder Zuschläge für Arbeiten über Kopf festzuhalten. Eine Schnittstelle zu weiterführenden Abrechnungsprogrammen wie RIB iTWO ist in Form eines DA11-Exports vorhanden, um die Daten auch direkt weiterverarbeiten zu können.

Bild 4 Detailvisualisierung von Injektionen im Tunnelbau

Bild 5 Prozessvisualisierung als Balkendiagramm

4.4 Vereinfachtes Kommunizieren auf der Baustelle

Die Digitalisierung der Bauindustrie schreitet immer schneller voran, offenbart sich jedoch als weit mehr als die Umsetzung analoger Prozesse. Sie hinterfragt vielmehr den Bauprozess als Ganzes und wie er durch digitale Systeme transformiert werden kann. Digitalisierung verändert die Interaktionen zwischen allen Beteiligten [12].

Dokumentation und Kommunikation auf der Baustelle wird oft als Kreislauf oder Pyramide mit Weisungsebenen dargestellt. Kreisläufe charakterisieren sich durch Wissensweitergabe in Form einer Kette – es besteht eine Abhängigkeit zum Glied davor. Unter Einsatz eines Single-Source-Systems, welches allen am Bau beteiligten Interessensgruppen ein gemeinsames, einheitliches Werkzeug für das Datenmanagement bietet, wird diese Problematik entschärft. Es steht im Zentrum zwischen automatischer, maschineller Kommunikation und menschlichen Zugriffen (**Bild 6**).

Das bedeutet, dass nicht mehr eine Vielzahl von Netzlaufwerken zum Datenaustausch nötig ist. Nach Kontrolle und Freigabe von Datensätzen sind diese für Auftraggeber über einen personalisierten Zugang jederzeit abrufbar. Durch die webbasierte Lösung ist bei den einzelnen Benutzern auch keine gesonderte Softwareinstallation erforderlich – der Zugriff kann jederzeit und überall mittels eines beliebigen browserfähigen Endgeräts (Laptop, Smartphone, Tablet etc.) erfolgen.

Eine weitere Möglichkeit bietet die Vernetzung mit einer parteienübergreifenden Cloud. Schreib- bzw. Leserechte regeln den Umgang mit den Daten, welche täglich und automatisch von eguana SCALES abgefragt und hochgeladen werden. Kontinuierliche Vollständigkeitsüberprüfungen stellen den korrekten Inhalt sicher. Die User erhalten nach erfolgtem Upload eine Information über die Abholbereitschaft der Daten oder können sie unter Nutzung eines Synchronisationsclients direkt auf dem Endgerät abrufen.

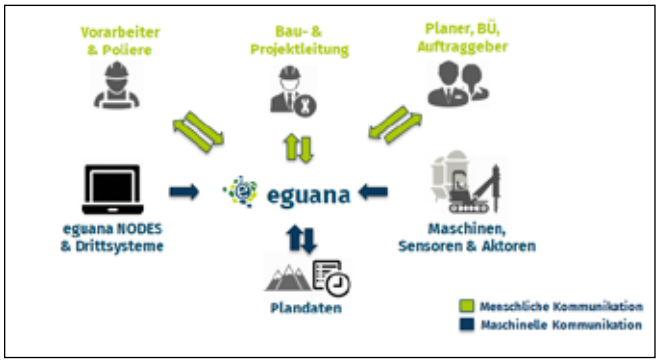


Bild 6 Kommunikationsmodell eguana SCALES

Dadurch entfällt auch der finale Prozess: die Bringschuld der ausführenden Unternehmen bezüglich „Tagesdokumentation" (siehe Bereich unten rechts in **Bild 1**). Mit dem Ansatz der zentralen Datenverwaltung und Analyse wird der Bauüberwachung bzw. dem Auftraggeber freigestellt, wann Daten eingesehen werden. Die Kontrollzeiten sind vertraglich zwar dennoch einzuhalten, separate Uploads oder E-Mails mit großen Anhängen und den damit einhergehenden digitalen Redundanzen können so jedoch vermieden werden.

5 Ausblick

Konventionelles Datenmanagement durch digitale Lösungen zu unterstützen oder zu ersetzen, braucht ein hohes Maß an Anforderungsmanagement. Zentrale Informationssysteme für alle Beteiligten sind mit dem Fokus auf Verbesserung der Datenqualität und des Dokumentations- und Analyseprozesses zu entwickeln. Das Protokollwesen auf Basis von Handzetteln oder digitalen Dokumentenablagesystemen muss durch dynamische Freigabe von Datensätzen abgelöst werden.

Bestrebungen, ausführlicher von abgeschlossenen Baustellen zu lernen, gibt es. Das bedeutet, Produktivitätsanalysen durchzuführen, fundierte Leistungs- und Aufwandsanalysen und in einem weiteren Schritt etwaige Optimierungen hinsichtlich Planung und Organisation auf zukünftigen Baustellen zu betreiben.

Kommunikation und Datenverwertung gehen auch über die Grenzen der Baustelle hinaus. Gerade nach Errichtung des Bauwerks sind die Daten von enormer Wichtigkeit. In Deutschland sollen ab 2020 alle öffentlichen Infrastrukturprojekte über BIM abgewickelt werden [13]. BIM wird dann zum zentralen Sammelplatz aller Baudaten; der Tiefbau wird voraussichtlich bald darauf folgen.

Daten sollen daher nicht nur isoliert in einem Programm oder System betrachtet werden. Schnittstellen zu schaffen, ist in der digitalen Welt von enormer Bedeutung, da Hersteller egal welchen Bereiches in der respektiven Nische arbeiten und Daten sammeln. Diese zu vereinen, ist die große Herausforderung der modernen Bauwelt. Daten sind zukünftig nicht starr, sondern leisten „Entwicklungsarbeit" für einen modernen Injektionsbetrieb und den Gedanken eines lebenszyklusorientierten Bauens. Nicht ohne Grund werden sie als „das Öl des 21. Jahrhunderts" bezeichnet.

Literatur

[1] Günthner, W. & Borrmann, A.: „Digitale Baustelle - innovativer Planen, effizienter Bauen", Springer Verlag, 2011.

[2] Gantz, J. & Reinsel, D.: "THE DIGITAL UNIVERSE IN 2020: Big Data, Bigger Digital Shadows, and Biggest Growth in the Far East", 2012.

[3] ÖNORM EN 12715: „Ausführen von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Injektionen", CEN, 2000.

[4] Österreichische Gesellschaft für Geomechanik: „Kommentar zur EN 12715 – Injektionen", Salzburg, 2016.

[5] Gemeinsamer Ausschuss Elektronik im Bauwesen (GAEB): „STLB-Bau: Ausschreibungstexte zum Leistungsbereich 006 Spezialtiefbauarbeiten, Injektionen – Einpressarbeiten", Bonn, 2018.

[6] FSV Wien: „Standardisierte Leistungsbeschreibung Verkehr und Infrastruktur (LB-VI)", Version 4, 2015.

[7] ÖNORM B 4454: „Erd- und Grundbau Injektionen in Fest- und Lockergestein, Prüfungen, Österreichisches Normungsinstitut, Wien, 2001.

[8] Ouschan, M.: „Datenmonitoring bei Injektionen", Diplomarbeit an der Technischen Universität Wien, 2017.

[9] Chriti, M.: „Aufnahme des zeitlichen Arbeitsaufwandes und Ermittlung von Stundenaufwandswerten des technischen Führungspersonales bei Bauvorhaben im Bereich Tiefbau/ Infrastrukturbau", Diplomarbeit an der Technischen Universität Wien, 2015.

[10] Ouschan, M. & Maroschek, P.: „Modellrechnung zur Gegenüberstellung von tradierten und digitalisierten Dokumentations- und Analyseprozess" anhand von vier Pilotprojekten, eguana GmbH, 2016.

[11] McCandless, D.: „Information is Beautiful", Harper Collins Publishers, 2012.

[12] Krause, St. & Pellens, B.: „Betriebswirtschaftliche Implikationen der digitalen Transformation", ISBN 978-3658187507, Springer Fachmedien Wiesbaden, 2018.

[13] Bundesministerium für Verkehr und digitale Infrastruktur.: „Stufenplan Digitales Planen und Bauen des Bundesministeriums für Verkehr und digitale Infrastruktur", Berlin, 2015.

Anzeige

Wie übersichtlich sind
IHRE Injektionsdaten?

Keep it simple!

Mit dem eguana Baudaten Monitoring System haben Sie immer den Überblick!

www.eguana.at

Bauwerksabdichtung

Dietmar Mähner, Prof. Dr.-Ing., Institut für unterirdisches Bauen, Fachhochschule Münster, Münster (D)
Hendrik Schälicke, Dipl.-Ing., Prof. Dr.-Ing. Dieter Kirschke GmbH & Co. KG, Ettlingen (D)
Michael Engels, Dipl.-Ing. (FH) Dipl.-Wirt.-Ing. (FH), DESOI GmbH, Kalbach/Rhön (D)

Minimalinvasive Fugensanierung – Ergebnisse von vertieften Eignungsuntersuchungen und erste Erfahrungen aus der Praxis

Bei im Grundwasser liegenden WU-Betonkonstruktionen stellen undichte Bauwerksfugen ein weitverbreitetes Problem dar. Betroffen sind neben den klassischen Konstruktionen – sogenannten Weißen Wannen – wie Tiefgaragen und Grundwasserwannen auch Tunnel in offener und bergmännischer Bauweise sowie die mit Tunnelvortriebsmaschinen hergestellten Tübbingröhren. Neuerdings wird bei Erfordernis von Nachdichtungsinjektionen die Fugendichtung mithilfe eines speziellen Injektionswerkzeugs direkt durchstoßen, um das Injektionsmaterial gezielt auf der Wasserseite der Fugendichtung zu platzieren. Erste Praxiserfahrungen und mittlerweile erfolgreich abgeschlossene umfangreiche Funktionstests im Labor bieten den am Bau Beteiligten somit eine gute Basis für die Planung und Ausführung der minimalinvasiven Fugensanierung.

1 Einleitung

Beim Forum Injektionstechnik 2016 wurde bereits über das grundlegende Prinzip der Injektionsbohrnadel berichtet [1] (**Bild 1**). Im Fokus standen dabei das Konstruieren und Erproben von Funktionsmustern und Prototypen bei klassischen WU-Betonkonstruktionen bzw. bei Tübbingröhren.

Diese Entwicklungsarbeiten wurden in Zusammenarbeit der FH Münster, der DESOI GmbH und der Prof. Dr.-Ing. Kirschke GmbH & Co. KG im Rahmen eines Forschungsvorhabens des „Zentralen Innovationsprogramms Mittelstand" (ZIM), welches durch das Bundesministerium für Wirtschaft und Energie aufgrund eines Beschlusses des Deutschen Bundestages gefördert wird, durchgeführt.

Um die Leistungsfähigkeit sowie die Zuverlässigkeit der sogenannten Injektionsbohrnadel sowohl für die Bauherrenseite als auch für die die Injektionsarbeiten ausführenden Fachfirmen belegen zu können, wurden an der FH Münster verschiedene Prüfeinrichtungen bzw. Großversuchsstände zur systematischen Erprobung des Einsatzes der Injektionsbohrnadel entwickelt und entsprechende Versuche durchgeführt. Der vorliegende Beitrag geht nun schwerpunktmäßig auf diese Großversuche sowie erste Praxistests und -erfahrungen ein.

2 Erste Erfahrungen aus der Praxis

Die ersten Praxiserfahrungen für die minimalinvasive bzw. gezielte Fugensanierung bei Tübbingröhren unter Verwendung der Injektionsbohrnadel können nach derzeitigem Stand als erfolgreich gewertet werden. **Bild 2** zeigt die drei wesentlichen Arbeitsschritte der Injektionsarbeiten mit einer Injektionsbohrnadel, die bei Tübbingröhren durchgeführt wurden:

Bild 1 Injektionsbohrnadeln im Vergleich (3 mm, 4 mm, 5 mm und Gewindenadel)

1. Die Tübbingfuge wird mit einem 18 mm großen Betonbohrer aufgebohrt.
2. Die Injektionsbohrnadel wird mit einem Akkuschrauber eingebracht.
3. Es folgt die Ausführung der eigentlichen Injektion.

Es zeigte sich, dass die vorhergehenden Betonbohrarbeiten in einer unbewehrten Tübbingfuge deutlich einfacher umzusetzen sind als die alternativ möglichen Betonbohrungen durch bewehrten Tübbingbeton. Die Mehrheit der Fugenbohrungen bei 50 cm dicken Tübbings mit einer erforderlichen Bohrlänge von ca. 40 cm konnten in weniger als zwei Minuten hergestellt werden.

Wie die zuvor im Labor durchgeführten Eignungsuntersuchungen bereits gezeigt hatten, ließen sich die Injektionsbohrnadeln auch in der Praxis problemlos mit einem Akkuschrauber mit leichter Vorschubkraft durch die Tübbingdichtung drehen.

Die wohl wichtigste Erkenntnis ist, dass die Injektionsbohrnadel zu keiner Zeit das limitierende Element bezüglich der Durchflussmengen des Injektionsgutes darstellte. Es konnte

Bild 2 Arbeitsschritte der minimalinvasiven Fugensanierung
links: Aufbohren der Fuge; Mitte: Einbringen der Injektionsbohrnadel; rechts: Injektion

immer mit den für erforderlich gehaltenen Durchfluss- bzw. Pumpraten injiziert werden. Bei Verwendung von Injektionsrohren mit Ventilöffner (diese schalten das Rückschlagventil in der Nadel vorübergehend aus) konnten sogar Umläufigkeiten von einer Injektionsbohrnadel zur nächsten erreicht werden.

3 Konzeption von vertieften Eignungsuntersuchungen

Versuchsaufbauten für die Zulassung von Fugenbändern und Dichtprofilen waren bisher nur als Prüfeinrichtungen in Hinblick auf die Dichtigkeit gedacht und nicht dafür konzipiert worden, Sanierungsverfahren in einer Laborumgebung systematisch und reproduzierbar unter Langzeitbedingungen zu prüfen. Im Rahmen des zuvor genannten ZIM-Projekts wurden daher neue Prüfverfahren entwickelt, welche die Untersuchung von Sanierungsmethoden unter hohen Wasserdrücken ermöglichen sollten. Dabei wurden für die Untersuchung an Fugenbändern für WU-Betonkonstruktionen und Dichtprofilen für Tübbingtunnel spezifische Versuchsaufbauten entwickelt.

3.1 Versuchsdurchführung bei Fugenbändern von WU-Betonkonstruktionen

3.1.1 Raum- und Bewegungsfugen

Eine zentrale Anforderung an die Prüfstände für WU-Betonkonstruktionen war, das Fugenband so einzubauen, dass auch bei sehr hohen Wasserdrücken keine Undichtigkeiten bzw. Umläufigkeiten entstehen. Dies stellte hohe Anforderungen an die Betonqualität und an die Betonage. Es musste verhindert werden, dass Wasser aus dem Versuchsaufbau entweicht und sich so der Wasserdruck im Prüfkörper sukzessive abbaut. Ansonsten hätten Langzeitversuche unter definierten Druckbedingungen nicht durchgeführt werden können. Zusätzlich musste ein Sanierungssystem eingebaut werden, das bei möglichen Undichtigkeiten eine nachträgliche Injektion ermöglicht.

Bild 3 zeigt schematisch den Versuchsaufbau zur Nachbildung einer Blockfuge mit einem eingebauten Fugenband. Das Fugenband wurde kreisförmig in zwei massive Betonkörper einbetoniert. Von außen ergab sich zwischen den Hälften eine 2 cm große Fuge, durch die die Injektionswerkzeuge geführt werden konnten. Zwischen den beiden Betonkörpern verblieb im Inneren des kreisförmigen Fugenbands ein Hohlraum, der anschließend angebohrt werden konnte. Durch Anschlüsse an Stahlpacker wurde der Hohlraum mit Wasser gefüllt und unter Druck gesetzt. So wurde eine Druckwasserbelastung auf die Fuge aufgebracht.

Zur Herstellung des Versuchskörpers musste in Vorversuchen eine optimierte Betonrezeptur bestimmt werden. Hier wurden äußerst hohe Anforderungen an die Wasserundurchlässigkeit des Betons gestellt sowie weitergehende Anforderungen an die Fließfähigkeit und an die Druckfestigkeit. Hierdurch wurde sichergestellt, dass der Beton eine entsprechende Dichtigkeit aufwies, der Beton auch kleinere Lücken sowie die Rillen des Dehnteiles des Fugenbandes ausfüllte und die Festigkeit des Betons auf die hohen Wasserdrücke ausgelegt war. Die ermittelte Rezeptur war in die Betonfestigkeitsklasse

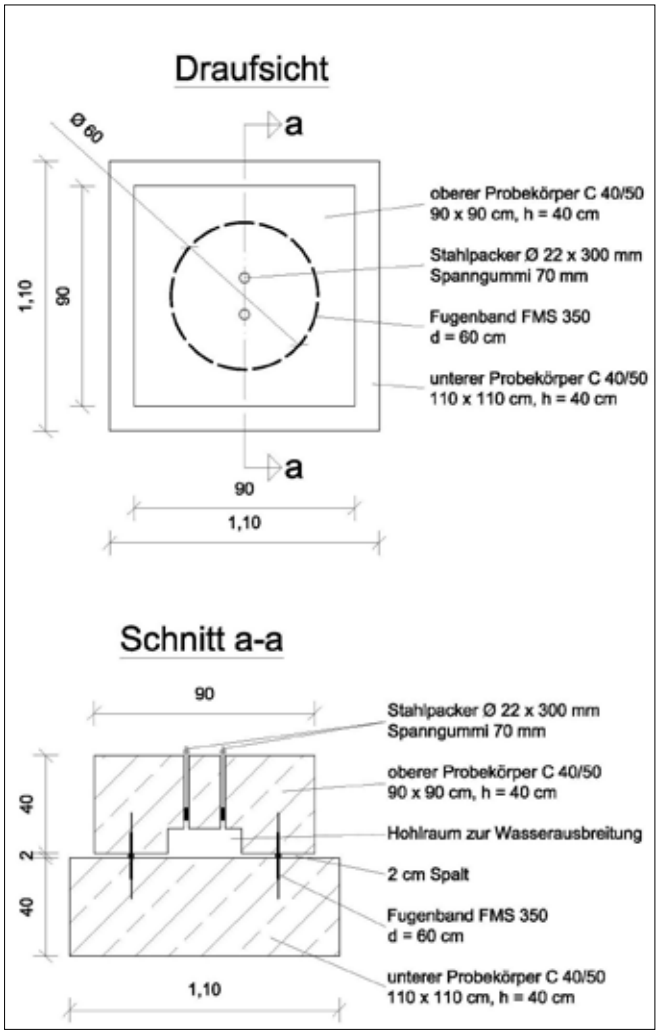


Bild 3 Schematischer Aufbau eines Versuchskörpers mit Blockfuge

C 40/50 einzuordnen und wies eine mittlere Wassereindringtiefe nach DIN EN 12390-8 von 1,9 cm auf.

Weiterhin wurde ein Abdichtungssystem zur präventiven und nachträglichen Abdichtung der Fugenbänder entwickelt. Durch die großformatige Dimensionierung der Betonkörper sowie durch dieses Ab- und Nachdichtungssystem kann auch langfristig ein Innendruck von bis zu 5 bar aufgebracht werden.

Bei der Versuchsdurchführung wurde der innenliegende Hohlraum mit Wasser gefüllt und unter Druck gesetzt. Die beiden Betonprobekörper wurden dabei mittels Stahlträgern und Gewindestangen gegeneinander verspannt, um sie in ihrer Soll-Lage zu halten. Hierdurch wurde ein Auseinanderdrücken der beiden Hälften bei der Belastung durch den Wasserdruck unterbunden (**Bild 4**).

Im Rahmen der Forschungs- und Entwicklungsarbeiten war nachzuweisen, dass die Nadeln das Fugenband bei von außen anstehendem Wasserdruck durchstoßen können, ohne dabei Undichtigkeiten entlang der äußeren Nadelwandung zu erzeugen. Anschließend war zu überprüfen, ob die Injektionsöffnung der Nadel das Fugenband komplett durchdrungen hatte und ob der Injektionskanal der Nadel nach dem Bohren noch frei war, indem das Rückschlagventil der Nadeln von außen kurzzeitig geöffnet wurde. Darüber hinaus wurde geprüft, ob nach dem Ziehen einer Nadel die verbliebene Einstichstelle auch langfristig dicht blieb oder ob dort Wasser austrat.

Zusätzlich wurde mit dem Versuchsaufbau eine nachträgliche Aufweitung einer Bewegungsfuge infolge Bauwerksbewegungen simuliert. Dazu wurde die äußere Verschraubung aus Stahlträgern und Gewindestäben so justiert, dass eine zusätzliche Öffnung der Fuge um das gewünschte Maß möglich war.

3.1.2 Pressfugen

Des Weiteren wurden verschiedene Versuche zur Anwendbarkeit der Injektionsbohrnadel bzw. des Sanierungsverfahrens bei Pressfugen erprobt. Dabei wurden Untersuchungen zum Bohren eines Bohrlochs bis zum Fugenband, dem anschließenden Setzen einer Gewindenadel und dem Aufbringen von Wasserdruck durch die Injektionsöffnung der speziellen Injektionsbohrnadel mit Gewindespitze durchgeführt.

Dafür wurden Betonprobekörper mit Fugenbändern mit einer Mittelschlauchummantelung (FM 350 HS) in zwei Betonierabschnitten hergestellt, sodass eine Arbeits- bzw. Pressfuge entstand. Im Versuch wurde zunächst ein Bohrloch durch den Beton gebohrt und geprüft, ob gefahrlos bis an das Fugenband gebohrt werden konnte. Die Anwendbarkeit des Verfahrens in Bezug auf das Anbohren wurde weiterhin auch an Probekörpern mit Beton größerer Festigkeit (C 40/50) und mit einer größeren Einbautiefe des Fugenbandes und einem somit längeren Bohrweg von bis zu 55 cm überprüft.

Bild 4 Betonprobekörper mit Verspannung

Bild 5 Setzen der Nadel in eine Pressfuge

Nach der Betonbohrung konnten die Gewindenadeln durch das Bohrloch in das Fugenband gesetzt werden. Dabei sollte überprüft werden, ob die Nadel das Fugenband vollständig durchstoßen hat und ob die Injektionsöffnung hinter dem Fugenband freilag, sodass eine Injektion hinter das Fugenband durchgeführt werden konnte (**Bild 5**). Dazu wurden die Versuchskörper mit Pressfugen so konzipiert, dass es möglich war, nach dem Setzen einer Nadel den Teil des Betons hinter dem Fugenband vorsichtig abzulösen und auch die hinter dem Fugenband liegende Betonoberfläche freizulegen und zu inspizieren.

3.2 Versuchsdurchführung bei Tübbingdichtprofilen

Bild 6 zeigt den Versuchsaufbau für Eignungsuntersuchungen der Injektionsnadeln an Tübbingdichtprofilen. Der Versuchsaufbau besteht aus zwei Stahlplatten mit einer eingefrästen Nut, in die jeweils ein Dichtprofil in Form eines rechteckigen Rahmens eingelegt wurde. Die Rahmenecken stellten eine Schwachstelle dar, die in einer realen Einbausituation nicht vorkommt. Die Eckpunkte wurden daher zusätzlich mit nicht vulkanisiertem Elastomer-Material abgedichtet.

Mit diesem Versuchsaufbau können Druckwasserbelastungen auf Tübbingdichtprofile von bis zu 12 bar simuliert werden. Die beiden Stahlplatten wurden mit den eingelegten Dichtprofilen aufeinandergelegt und mittels einer Hydraulikpresse zusammengedrückt. Durch Stahlträger und Gewindestangen wurden die Stahlplatten anschließend fixiert und verspannt, sodass die Kompression der Dichtprofile erhalten blieb und sich diese gemäß den Herstellerangaben im vorgegebenen Arbeitsbereich befanden. Hierfür war ein Nutgrundabstand einzuhalten, der durch die Messung des Spaltmaßes zwischen den Stahlplatten zu bestimmen war. Die aufeinander gepressten Dichtprofile verschlossen den im Inneren des Versuchsaufbaus befindlichen Hohlraum, der zuerst mit Wasser gefüllt und anschließend unter Druck gesetzt wurde. Der aufgebrachte Druck war über ein an der oberen Stahlplatte installiertes Manometer ablesbar.

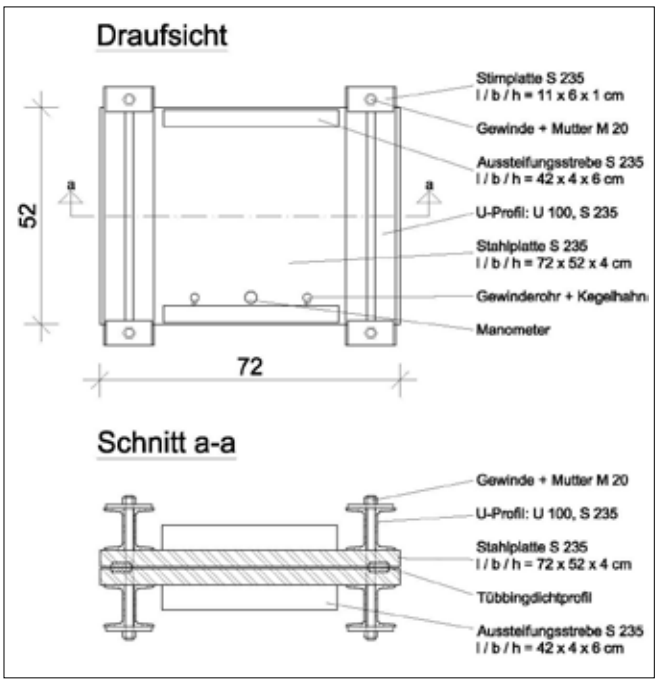


Bild 6 Schematischer Aufbau des Versuchskörpers für Tübbingdichtprofile

Der Versuchsaufbau diente der Untersuchung, ob planmäßig komprimierte Tübbingdichtprofile mit den Injektionsnadeln durchdrungen werden können und ob dabei gegebenenfalls Undichtigkeiten entstehen. In einer weiteren Variation dieser Versuchsdurchführung konnten die Stahlplatte und damit auch die Tübbingdichtprofile mit einem Querversatz von 2 bzw. 3 cm zueinander zusammengepresst und fixiert werden. Mittels dieses Versatzes wurden Einbaufehler bzw. Segmentversätze simuliert. Weiterhin wurde überprüft, ob die Injektionsbohrnadeln auch bei der nach Herstellerangaben maximal zulässigen Kompression die Tübbingdichtprofile durchdringen können. Dafür wurde ein zusätzlicher Versuchskörper angefertigt, da der erste Versuchskörper nicht für die maximale Kompression der Dichtprofile bemessen war.

4 Ergebnisse der Eignungsuntersuchungen

4.1 Fugenbänder in WU-Betonkonstruktionen

Die Versuche mit allen Injektionsbohrnadeln (3 mm, 4 mm und 5 mm) und Gewindenadeln haben gezeigt, dass diese ohne Probleme in das Fugenband einer Raum- oder Pressfuge eingebohrt werden konnten. Auch bei einem Druck von 5 bar wurden keine Undichtigkeiten am Fugenband bzw. am Nadelschaft erzeugt. Weiterhin konnte gezeigt werden, dass die

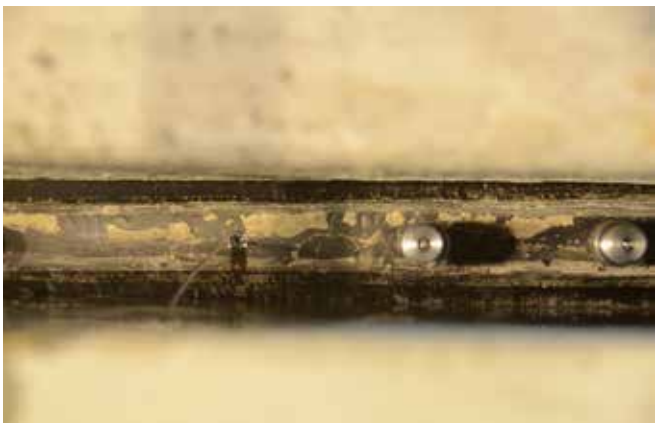


Bild 7 Undichtigkeit an der Einstichstelle einer gezogenen 4 mm-Nadel bei 1 cm vertikalem Versatz

Öffnung des Injektionskanals auch nach dem Einbringen der Nadel freilag, was mit einer kurzzeitigen Öffnung des Rückschlagventils überprüft wurde.

Bei allen Nadeldurchmessern war vorübergehend die Einstichstelle nach dem Ziehen einer Nadel im Zeitraum der Versuchsdurchführung dicht. In Langzeitversuchen mit einem Wasserdruck von lediglich 2 bar zeigten sich allerdings schon nach kurzer Zeit Undichtigkeiten an den Einstichstellen gezogener 4 mm- und 5 mm-Nadeln. Alle Nadeln, die im Fugenband belassen wurden, sowie die Einstichstelle einer gezogenen 3 mm-Nadel sind nach derzeitigem Erkenntnisstand auch über einen längeren Zeitraum dicht.

Das Injektionsrohr konnte nach dem Einbohren jeweils leicht von der Nadel gelöst werden. Bei den 5 mm-Nadeln zeigte sich im Vergleich zu den 3 mm- und 4 mm-Nadeln naturgemäß ein größerer Einbohrwiderstand. Hierdurch wurde das Injektionsrohr fester mit den Nadeln verschraubt, was das Lösen des Injektionsrohres im Vergleich zu den geringeren Nadeldurchmessern etwas erschwerte. Das Injektionsrohr konnte aber jeweils problemlos mit einer ruckartigen Drehbewegung gelöst werden.

Die Aufweitung der Fuge um 1 cm bzw. 2 cm führte bei keiner der zuvor gesetzten und im Fugenband verbliebenen Nadeln zu einer Undichtigkeit. Des Weiteren blieb auch die Einstichstelle einer gezogenen 3 mm-Nadel bei der Dehnung des Fugenbands weiterhin dicht. Die Einstichstellen gezogener 4 mm- und 5 mm-Nadeln hingegen zeigten bei Aufweitung der Fuge Undichtigkeiten, welche durch einen deutlichen Druckabfall und Wasserausfluss durch die Einstichstelle (**Bild 7**) erkennbar waren. Hierbei wurden die anfangs kreisförmigen Löcher vermutlich ovalisiert und auf diese Weise undicht.

Keine der Nadeln wurde während der Versuchsdurchführung weder im Ausgangszustand noch im Zuge der Dehnung

Bild 8 Vorversuch mit Fugenband
links: Vordere Seite der Gewindenadel
rechts: Betonoberfläche mit Bohrungen

Bild 9 Eignungsversuch mit Fugenband links: Einpressen von Wasser durch Gewindenadel rechts: Wasseraustritt hinter dem Fugenband

durch den inneren Wasserdruck von 5 bar aus dem Fugenband herausgedrückt. Bei der Aufweitung der Fuge um 2 cm war zu beobachten, dass die Nadelköpfe aus dem Fugenband hervorstanden und ca. 1–2 cm des Nadelschaftes sichtbar waren. Dies war allerdings auf die Verformung des Fugenbandes und somit Verkürzung der Dicke des Bandes in der Fugenebene und nicht auf das Herausdrücken der Nadeln zurückzuführen. Ein Herausdrücken der Nadeln durch den Wasserdruck erfolgte auch in Langzeitversuchen mit 2 bar Wasserdruck nicht.

Für Pressfugen konnte in ersten Vorversuchen gezeigt werden, dass das kontrollierte Aufbohren der Fuge bis zum Fugenband in Hinsicht auf eine etwaige Beschädigung des Fugenbandes unproblematisch ist. Eine spürbare Änderung des Bohrwiderstands und das Austreten von kleinen schwarzen Spänen im Bohrmehl waren eindeutige Anzeichen dafür, dass das Fugenband erreicht wurde, sodass der Bohrvorgang immer rechtzeitig beendet werden konnte. Dies hatte sich auch an Probekörpern mit Beton größerer Festigkeit (C 40/50) und mit einer größeren Einbautiefe des Fugenbandes und somit einem längerem Bohrweg von bis zu 55 cm so ergeben.

Die wohl wichtigste Erkenntnis ist aber, dass das Fugenband durch den Betonbohrer auch dann nur geringfügig in Form von Eindrückungen oder Abschabungen der äußersten Schicht verletzt wurde, wenn die Bohrung grob und unvorsichtig durchgeführt wurde. Ein absichtliches Durchbohren des Fugenbandes war in den Versuchen nicht gelungen.

In den Vorversuchen wurde das Fugenband durch die Gewindenadeln in der Art durchstoßen, dass jeweils die Injektionsöffnungen der Nadeln freilagen (**Bild 8, links**). Bei Betrachtung der Betonoberfläche auf der Rückseite des Fugenbandes bzw. der Rückseite des Fugenbandes selbst (**Bild 8, rechts**) wurde deutlich, dass durch absichtliches Überdrehen der Nadel einerseits eine Vertiefung in den Beton gebohrt und andererseits das Fugenband durch das Nadelgewinde vom Beton weggezogen wurde. So ergab sich auf der Fugenbandrückseite ausreichend Raum für den Austritt der Nadelspitze bzw. der Injektionsöffnung der Nadel. Die Nadeln brachen beim Bohren gegen den Beton nicht ab und sind nach derzeitigem Erkenntnisstand für diese Beanspruchung ausreichend dimensioniert.

In weiteren Versuchen konnte die Wirksamkeit der Gewindenadeln bestätigt werden. Hierbei wurde Wasserdruck durch die Gewindenadel aufgebracht (**Bild 9, links**). Dieses Wasser entwich an den Randflächen des Betons jeweils planmäßig hinter dem Fugenband (**Bild 9, rechts**).

4.2 Dichtprofile in Tübbingkonstruktionen

Die Injektionsnadeln konnten in ein ohne Versatz eingebautes Tübbingdichtprofil bei einem Innendruck von 5 bar problemlos eingebohrt werden. Dabei traten keine Undichtigkeiten auf (**Bild 10**). Durch das Öffnen des Rückschlagventils wurde nachgewiesen, dass ein Injektionsweg zur Innenseite des Dichtprofils bestand.

Wenn die Fugenbänder exakt übereinanderlagen und eine ebene Fuge zwischen den beiden Dichtprofilen erkennbar war, konnte das Einbohren einer Nadel in diese Fuge zu Undichtigkeiten führen. Vermutlich wurde hier durch das Einbringen der Nadel genau zwischen den beiden Dichtbändern eine Wegigkeit entlang der Nadel zwischen den beiden Fugenbandoberflächen geschaffen, die einen Wasseraustritt ermöglichte. In der Praxis würde eine derartige Wasserwegigkeit bzw. Undichtigkeit allerdings durch das auf der Dichtbandrückseite eingebrachte Injektionsmaterial verschlossen werden.

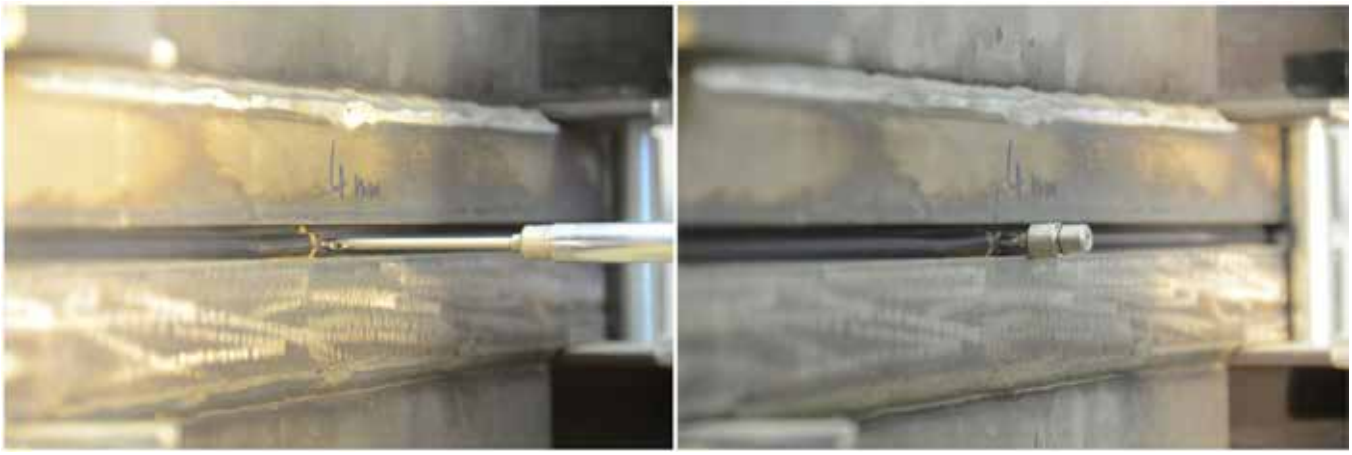


Bild 10 Setzen einer Nadel in das Tübbingdichtprofil

Auch in ein Tübbingdichtprofil, das mit einem Versatz von 2 cm eingebaut wurde, konnten die 3 mm- und 4 mm-Nadeln ohne Entstehung von Undichtigkeiten eingebohrt werden. Lediglich beim Einbringen der 5 mm-Nadeln kam es vereinzelt zu geringfügigen Undichtigkeiten, was auf den zuvor beschriebenen Effekt zurückzuführen war. Auch diese Wasserwegigkeiten bzw. Undichtigkeiten würden in der Praxis durch das auf der Dichtbandrückseite eingebrachte Injektionsmaterial verschlossen werden.

Die Nadellängen sind darauf ausgelegt, dass die Injektionsöffnungen trotz Fugenversatz auf der Rückseite der Dichtung freiliegen. Der Versuchskörper für die maximale Kompression hatte bewiesen, dass alle Injektionsnadeln auch unter der maximalen Kompression der Dichtprofile eingebracht werden konnten.

5 Weitere geplante Untersuchungen

Im weiteren Projektverlauf ist es vorgesehen, auch im Versuchsaufbau zur Raum-/Bewegungsfuge einen Querversatz sowie eine kombinierte Bewegung von einem horizontalen und vertikalen Versatz abzubilden und dabei mögliche Auswirkungen auf die Funktionstüchtigkeit der Injektionsbohrnadeln zu untersuchen. Die Eignung der minimalinvasiven Fugensanierung soll weiterhin auch für Pressfugen anhand eines großformatigen Versuchskörpers aus Beton überprüft werden. Außerdem soll an einem weiteren Betonprobekörper das vollständige Sanierungsverfahren inklusive der Dichtmittelinjektion durchgeführt werden.

Literatur

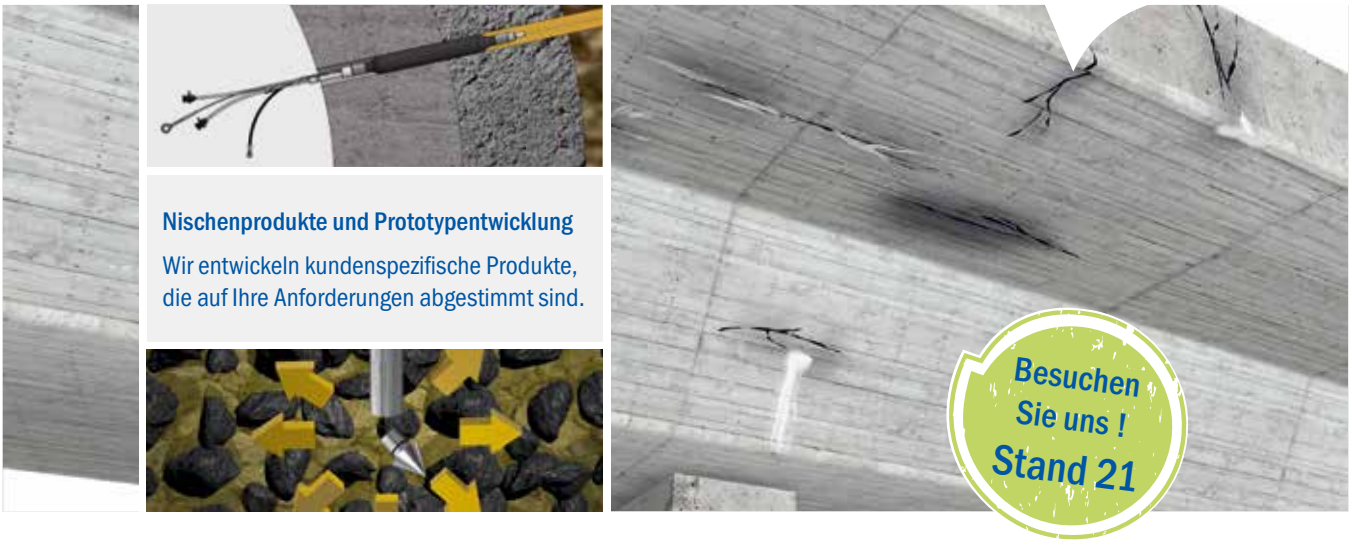
[1] Schälicke, H. (2016): Gezielte Fugennachdichtung ohne aufwendige Betonbohrungen bei WU-Betonkonstruktionen und Tübbingtunneln, In: Forschung + Praxis Nr. 48, Tagungsband zum Forum Injektionstechnik 2016, Hrsg.: STUVA e. V., Bauverlag Gütersloh.

Anzeige

IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER

auch für die anspruchsvollsten Sanierungen

DESOI®



Hersteller von Injektionstechnik
DESOI GmbH | Gewerbestraße 16 | D-36148 Kalbach/Rhön | Tel.: +49 6655 9636-0 | Fax: +49 6655 9636-6666 | info@desoi.de | www.desoi.de

Ruben Schmid, Eidg. Dipl. ML, Rascor International AG, Steinmaur (CH)
Dennis Wagner, Rascor Tunnel- und Spezialtiefbau GmbH, Bad Kissingen (D)

Eurasia-Tunnel Istanbul – Abdichtungsinjektionen bei hohem Wasserdruck und hohem Salzgehalt

Der Eurasia-Tunnel unterquert den Bosporus auf einer Länge von 5,4 km und ist dabei einem Wasserdruck von rd. 11 bar ausgesetzt. Aufgrund dessen waren Injektionen von Beginn an ein zentrales Thema für die erfolgreiche Fertigstellung des Projektes. Neben dem hohen Wasserdruck und potentiell großen Wassereinbrüchen war ein außergewöhnlich hoher Salzgehalt im Wasser zu berücksichtigen, was auf die spezielle Situation am Bosporus und die Einflüsse aus Gezeiten und Meeresströmungen zurückzuführen ist. Injektionen wurden erforderlich an Tübbingen und speziellen Stahl/Stahlbeton-Fugen für seismische Bewegungen ausgeführt. Diese einzelnen Einsatzgebiete verlangten nach einem detaillierten Abdichtungskonzept und entsprechend breitgefächerter Produktauswahl der Injektionsstoffe. Dabei wurden neben hochwertigsten auch günstige Massenprodukte in Form von Acrylaten eingesetzt. In anderen Bereichen, bei denen Acrylatgele nicht eingesetzt werden konnten, kamen zäh-elastische und auch dehnfähige 2-Komponenten-Polyurethane zum Einsatz.

1 Einführung

1.1 Geschichtliches

Die ersten beiden Brücken über den Bosporus wurden im Jahre 1973 bzw. 1988 in Betrieb genommen. Als dritte Verbindung beider Kontinente wurde das erste den Bosporus unterquerende Tunnelprojekt Marmaray-Eisenbahntunnel im Oktober 2013 eröffnet. Mit der Einweihungsfeier am 26. August 2016 der dritten und nördlichsten Hängebrücke Istanbuls, der Sultan-Selim-Der-Gestrenge-Brücke, konnte zusätzlich der Transitverkehr aus dem Stadtzentrum geführt werden.

Die zum Teil schon seit längerem existierenden Verbindungsbrücken beider Istanbuler Stadtteile konnten den zunehmenden Individualverkehr seit Jahren nicht mehr bewältigen, so dass täglich permanent Staus das Stadtbild prägten (**Bild 1**). Während vor der Eröffnung des Eurasia-Tunnels eine Reise über den Bosporus im Durchschnitt zwischen eineinhalb und zwei Stunden dauerte, sollte die Fahrzeit durch das Tunnelbauwerk nur noch 15 Minuten betragen. Die Kapazität der durchfahrenden Fahrzeuge wurde mit bis zu 130.000 pro Tag berechnet.

Am 20. Dezember 2016 wurde der Eurasia-Tunnel (in Türkisch: Avrasya Tüp Tüneli), der den Bosporus auf einer Länge von 5,4 km unterquert, feierlich eröffnet (**Bild 2**). Er stellt die erste unterirdische Straßenverbindung zwischen dem europäischen und anatolischen Teil in Istanbul dar. Dieser Tunnel war – schon wie der Marmaray-Eisenbahntunnel – ein lang ersehntes Bauwerk der Bevölkerung der türkischen Metropole. Die Entwicklung beider Stadtteile hatte in den letzten Jahrzehnten nicht nur im Volumen massiv zugenommen, sondern auch hinsichtlich des Pendlerverkehrs. Während die Bevölkerung früher mehrheitlich im gleichen Stadtteil wohnte und arbeitete, pendelt sie in der heutigen Zeit häufig zwischen europäischer und anatolischer Seite.

Bild 1 Typische Stausituation in Istanbul, Quelle: Öncü Gönenç, Yapı Merkezi

1.2 Finanzierung des Tunnelprojektes

Das gesamte Tunnelbauwerk wurde als B.O.T. (Build Operate Transfer) vergeben. Das heißt, dass die auftragnehmende Betreibergesellschaft „Avrasya Tüneli İşletme İnşaat ve Yatırım A.Ş." (ATAŞ), bestehend aus Avrasya Tüneli, Yapı Merkezi and SK E&C, dieses Großprojekt erst nach 29 Jahren an den Auftraggeber übergeben wird. In den 29 Jahren muss die ATAŞ die Planung und den Bau des Projektes mit abdecken. Während der verbleibenden Zeitspanne, ab der Eröffnung des Tunnels bis zum Übergabezeitpunkt an den Auftraggeber, betreibt die ATAŞ als Konzessionärin das Europa-Asien-Verbindungsprojekt. Dabei nimmt sie die Durchfahrtsgebühren ein und sorgt sich um die Unterhalts- und Instandstellungsarbeiten.

Deshalb ist es bei der Vergabe von B.O.T.-Projekten für den Auftragnehmer von immenser Bedeutung, die Fertigstellung und Freigabe für den Betrieb schnellstmöglich zu erreichen. Die gesamte Bauzeit belief sich auf 55 Monate. Das ergibt eine schlussendliche Betriebskonzession von 24 Jahren und 5 Monaten. Die gesamte Auftragssumme für das B.O.T.-Projekt belief sich auf rund US$ 1,245 Milliarden.

Bild 2 Projektübersicht Eurasia-Tunnel, Quelle: Öncü Gönenç, Yapı Merkezi

Für den Bau dieses komplizierten Tunnelprojektes wurde eine eigene ARGE „Yapı Merkezi and SK E&C Joint Venture" (YMSK JV) unter der Leitung von ATAŞ erstellt. Beide ARGE-Partner sind auch Teil der Betreibergesellschaft. Diese ARGE übernahm das Bauprojekt als EPC-Vertrag (Engineering Procurement Construction); die beauftragten Baukosten waren rund US$ 814 Millionen.

2 Randbedingungen

2.1 Geologie

Trotz der relativ moderaten Länge des Tunnels – die Strecke des bergmännischen Tunnels beträgt 5,4 km – galt das Tunnelbauprojekt als einer der Superlative, ganz nach dem Motto „Klein aber Oho". Die eigentliche Unterquerung des Bosporus ist nur 3,4 km lang und erreicht an der tiefsten Stelle 106,4 m unter dem Meeresspiegel, wobei die Tunnelschale am tiefsten Punkt gerade mal 25 m unter dem anstehenden Fels ist (**Bild 3**). Der Neigungswinkel von beiden Portalen beträgt kontinuierlich 5 %.

Eine zu überwindende Schwierigkeit waren die wechselnden geologischen Schichten. Einerseits waren lockere Sande und andererseits Hartgestein zu durchqueren. Mit dem Wasserdruck von nahezu 11 bar und der vorgefundenen Geologie waren die Tunnelbauer vor eine schwierige Aufgabe gestellt. Der beauftragte Tunnelbohrmaschinen-Hersteller Herrenknecht entwickelte eine speziell darauf abgestimmte TBM mit einer sogenannten Mixschild-Technologie, die es in dieser Form noch nicht gegeben hatte.

2.2 Technische Daten

Das Eurasia-Tunnelprojekt wurde mit einer Röhre aufgefahren. Der nutzbare Innendurchmesser des Tunnelprofils von 12 m erlaubte einen doppelstöckigen Ausbau, so dass die beiden Verkehrsrichtungen voneinander getrennt und doppelspurig mit zusätzlicher Standspur geführt werden konnten (**Bild 4**). Lediglich LKWs können von dieser neusten baulichen Errungenschaft nicht profitieren, denn die Zufahrtsbeschränkung lässt maximal Kleinlaster zu. Der unterste Teil des Tunnels dient als Versorgungskanal. Alle 200 m gibt es einen einfachen und alle 600 m einen erweiterten Schutzraum für Notfälle.

Der Tunnel ist für eine geplante Lebensdauer von 100 Jahren ausgelegt. Neben der schwierigen Ausgangslage für die Erstellung des Bauwerks waren die Ingenieure mit einer zusätzlichen Aufgabe konfrontiert: Der Tunnel liegt nahe der Zone zweier tektonischen Platten. Die Distanz zum Rand der nördlichen Platte beträgt gerade einmal 16 km.

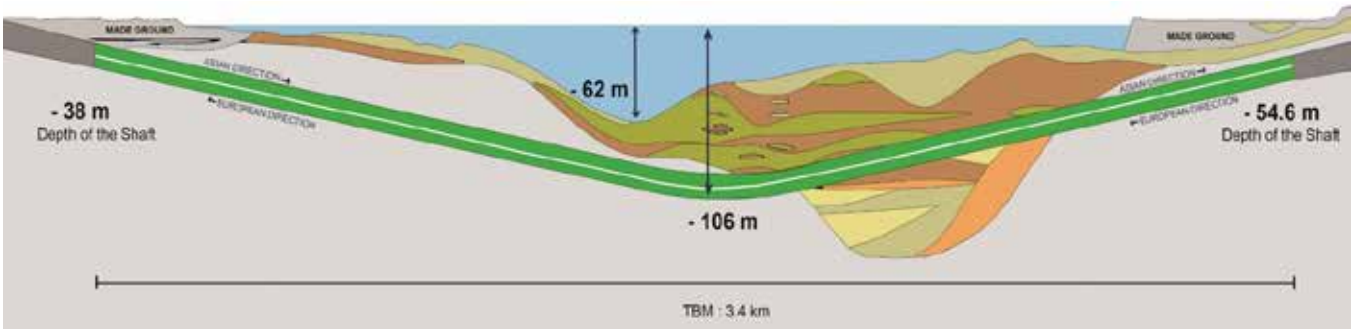


Bild 3 Längsschnitt Tunnel, Quelle: Öncü Gönenç, Yapı Merkezi

Bild 4 Tübbing-Tunnel im Rohbau, Quelle: Öncü Gönenç, Yapı Merkezi

Um all diesen Anforderungen (Geologie, Wasserdruck, potentielle seismische Aktivitäten) standzuhalten, wurden Tübbing-Elemente mit einer Stärke von 60 cm eingebaut. Die Festigkeit des verwendeten Betons liegt bei rund 50 N/mm². Die gesamte Konstruktion wurde im Vorfeld intensiv getestet, so auch die Brandbeständigkeit. Der mit Hitze beaufschlagte Teil wurde über 55 Minuten 1.200°C ausgesetzt, die Abkühlung auf 20°C erfolgte in nicht mehr als 110 Minuten.

2.3 Seismische Fugen

Aufgrund der potentiellen seismischen Aktivitäten, verursacht durch den nahegelegenen Marmara-Graben, mussten sich die planenden Ingenieure mit potentiellen Verschiebungen des Gesteins im Bereich des Tunnels auseinandersetzen. Die Analysen zeigten auf, dass sich potentielle Verschiebungen an zwei Stellen im Tunnellängsschnitt einstellen könnten. Diese zwei kritischen Punkte liegen im Gefälle auf der asiatischen Seite in der Wechselzone zwischen Kies/Hartgestein und Sand-Lehm-Schichten. Der eingebaute Stahltübbing-Ring erlaubt eine Ausdehnung von bis zu 75 mm, eine Stauchung von bis zu 75 mm und eine Abscherung von bis zu 50 mm.

3 Injektionen

3.1 Ausgangslage

Es liegt in der Natur der Sache, dass beim Erstellen eines Tübbing-Tunnels Undichtigkeiten auftreten. Die Ursachen sind vielfältig, so zum Beispiel verschobene oder abgerissene Gummidichtungsprofile, verschobene Tübbingelemente, Risse, Hohlräume hinter der Tunnelschale durch ausgeschwemmte Zementsuspension.

Im Eurasia-Tunnel gab es zwei maßgebende Arten von Undichtigkeiten. Einerseits war eine Vielzahl von Haarrissen in den Tübbingen vorhanden (**Bild 5**) und andererseits gab es Schwierigkeiten im Bereich der seismischen Fugen. Damit der geforderte Brandschutz fachgerecht und dauerhaft eingebaut werden konnte, mussten die undichten Stellen entsprechend abgedichtet werden. Erst nach der erfolgreichen Abdichtung konnten die eigentlichen Arbeiten in punkto Brandschutz begonnen werden. Um dieses zeitlich sehr ambitionierte Vorhaben nicht ins Stocken zu bringen, waren Lösungen mit schnellem und zuverlässigem Fortschritt gefordert.

Bild 5 Haarriss in einem Tübbing

Die ersten Versuche, die Undichtigkeiten mit PU-Schäumen zu stoppen, waren nicht zufriedenstellend. PU-Schäume sind bekanntermassen nur zur temporären Abdichtung oder als Vorinjektionen sinnvoll. Trotzdem werden diese Produkte in der Türkei häufig als Standard-Lösungen verwendet, da die Pumpentechnik für Injektionsmaterialien mit zwei Komponenten (2K) häufig nicht vorhanden ist. Auch das Knowhow der oft ungeschulten Mitarbeiter ist dementsprechend nicht ausreichend, um diese Pumpen fachgerecht zu bedienen. Ungeachtet dessen wurde durch Vorversuche klar, dass nur mit 2K-Reaktionsharzen die gewünschte dauerhafte Dichtigkeit erreicht werden kann.

Nichtsdestotrotz ist die 2K-Pumpentechnik bei wenigen Spezialabdichtungsunternehmen in dieser Region bekannt. In Zusammenarbeit mit einem lokalen Ausführungsunternehmen und der fachlichen Unterstützung des Materiallieferanten konnten erfolgreiche und effiziente 2K-Injektionen durchgeführt werden.

Eine weitere Hürde war der erhöhte Salzgehalt des eintretenden Wassers. Während der Salzgehalt im Oberflächenwasser eine relativ niedrige Salzkonzentration aufweist (Salinität beträgt rd. 18, was 18 g Salz pro 1.000 g Wasser entspricht), ist in der unteren Schicht der Salzanteil höher. Der Hintergrund für dieses Phänomen liegt im Strömungsverhalten im Bosporus. Die Strömung verläuft nicht unidirektional, sondern das Wasser fließt gewissermaßen gleichzeitig in beide Richtungen: Das abfließende Wasser aus dem Schwarzen Meer (durch seine geringere Dichte wegen des geringeren Salzgehaltes) fließt im oberen Bereich, das Wasser in Richtung Schwarzes Meer aus dem Marmarameer (das ungefähr den doppelten Salzgehalt aufweist [Salinität 38]) im unteren Bereich in rd. 40 m Tiefe.

3.2 Vorversuche

Bevor die eigentlichen Injektionen beginnen sollten, wurden verschiedene Harztypen und Marken auf die Injektionstauglichkeit bei Haarrissen und die generelle Beständigkeit gegenüber dem mit 11 bar einschießendem salzhaltigen Wasser überprüft (**Bild 6**). 2-Komponenten-Polyurethane sind grundsätzlich wenig beeinflusst von ihrer Reaktion in salzhaltiger

Bild 6 Vorversuche

Umgebung. Die Injizierbarkeit bei Haarrissen jedoch konnte nicht im gewünschten Maße erreicht werden, so dass Acrylatgele in die nähere Betrachtung einbezogen wurden. Um das Reaktionsverhalten während der Injektion zu überprüfen, wurden Injektionen im Maßstab 1:1 durchgeführt und mittels Kernbohrung im Labor analysiert. Die Mindestanforderung war, dass die mit Rissfüllstoff benetzte Fläche im Bohrkern mindestens 80 % oder mehr aufweisen musste. Die Langzeitbeständigkeit war durch chemische Laborprüfungen nachzuweisen.

3.3 Abdichtende Injektionen von Haarrissen

Die Haarrisse in den Tübbingen waren im Wesentlichen auf der asiatischen Tunnelseite vorhanden, vor allem auf einer Länge von rd. 2 km im Bereich zwischen dem Startschacht und der ersten seismischen Fuge. Der größere Anteil der Risse war im Bereich der Firste bzw. Ulme aufgetreten, auf jener Seite wurde der Tunnel aufgefahren. Die örtliche Mannschaft musste sich zuerst an den optimalen Vortrieb herantasten und ein entsprechendes Fingerspitzengefühl entwickeln. Die entstandenen Haarrisse stellten statisch keine Probleme dar, führten aber aufgrund des hohen Wasserdruckes Wasser.

Sinngemäß der ZTV-ING wurden die Haarrisse im 45°-Winkel (Distanz zum Riss = Bauteilstärke/2) und mit einem gegenseitigen Packerabstand von rd. 35 cm angebohrt (Faustregel: Bohrlochtiefe = Abstand). Weil diese Tübbinge für extremste Belastungen berechnet worden waren, wurde entsprechend viel Bewehrungsstahl und ein Beton mit hohen Druckfestigkeiten verwendet. Damit beim Bohren so wenig wie möglich Fehlbohrungen auftreten, hatten die örtlichen Ingenieure mittels Ultraschall-Gerät die exakte Positionierung der Bohrung markiert. Diese Vorgehensweise zeigte sich als sehr effizient.

Durch die Resultate der Vorversuche bei Haarrissen entschied der Auftraggeber die Freigabe für ein Acrylat mit den besten Leistungswerten in Bezug auf das Verhalten in der Injektionsphase und der Langzeitbeständigkeit gegenüber chemischen Einflüssen.

Die ersten Injektionen verliefen grundsätzlich qualitätsmäßig sehr zufriedenstellend (**Bild 7**). Aber die bereits gewonnenen Erfahrungen ließen mittels Hochrechnung nachweislich belegen, dass diese Vorgehensweise nicht im Einklang mit dem veranschlagten maximalen Zeitrahmen war. So wurde gemeinsam mit dem Auftraggeber und dem Abdichtungsspezialisten nach einer schnelleren und zuverlässigen Lösung gesucht. Es wurde entschieden, eine Zone von Haarrissen durch Hintergelung abzudichten. Auch hier wurde die Vorgehensweise akribisch überwacht. Primär wurden Bohrzeit/-weg, Injektionsdauer und Materialverbrauch ermittelt und der klassischen Rissinjektion gegenübergestellt. Unschwer stellte sich heraus, dass der Materialverbrauch massiv erhöht war, dafür aber die Arbeitszeit signifikant reduziert werden konnte. Die Mehrkosten an Material wurden einerseits durch die eingesparten Arbeitskosten kompensiert und andererseits konnte der eng gesteckte Zeitrahmen für das Projekt aufrechterhalten werden, was wiederum potentielle Kosten einsparen ließ. Ein weiterer Vorteil beim Einsatz von niedrigviskosem Acrylat war, dass Materialaustritte beim Riss beobachtet werden konnten. Auch hier wurde mittels Bohrkernentnahmen der Mindestfüllgrad des Risses von 80 % nachgewiesen.

Das Risiko einer Fehlbohrung war durch diese Injektionsmethode zusätzlich noch geringer, da die Bohrungen nun im Lot auf den Bohrpunkt angesetzt werden konnten. Durch den Einsatz eines Beschleunigerzusatzes in der Stammkomponente konnte auch der Materialverbrauch noch optimiert werden, weil sich dadurch die Offenzeit des Materials so kurz wie nötig einstellen ließ und so ein unkontrolliertes Abfließen des Injektionsgutes vermieden werden konnte.

3.4 Kraftschlüssig abdichtende Injektionen

Neben den klassischen nachträglichen Injektionen zur Abdichtung von Rissen und Stoßfugen gab es auch gelegentlich defekte Tübbing-Elemente. Aufgrund des Defektes (meistens waren es an- bzw. abgebrochene Teile) entschieden sich die planenden Ingenieure für eine kraftschlüssige Injektion, um die Tragfähigkeit zu erhöhen (**Bild 8**). Aufgrund der Situation bezüglich Wassereinbruch und kraftschlüssiger Verbindung war die Wahl auf ein speziell formuliertes Polyurethan gefallen, das auch in nass-feuchter Umgebung eine ausreichende Zugfestigkeit erzielt.

3.5 Injektionen bei seismischen Fugenelementen

Im Eurasia-Tunnel waren, wie bereits in Abschnitt 2.3 erwähnt, zwei seismische Fugenübergänge mit jeweils zwei Fugenanschlüssen zum klassischen Tübbingring eingebaut worden (**Bild 9 links**). Die erste Injektionsphase wurde punktuell bei den größeren Undichtigkeiten entlang der radialen Fuge zwischen Stahl- und Stahlbeton-Tübbing durchgeführt (**Bild 9 rechts**). Das eingesetzte Material war ein zäh-elastisches 2-Komponten-PU-Injektionsharz mit einer Endfestigkeit von ca. 60 N/mm². Es konnte unterstellt werden, dass die größeren Wasserströme an diesen Stellen unter anderem auch durch Hohlräume infolge ausgeschwemmten Mörtelbettes begüns-

Bild 7 Injizierter Haarriss

Bild 8 Kraftschlüssig abdichtende Rissinjektion

Bild 9 Seismisches Fugenprofil
links: Eingebauter Zustand
rechts: Undichtigkeit im Übergang

tigt wurden. Aufgrund des hohen Wasserdruckes und der hohen Fließgeschwindigkeit wurde deshalb das PU-Injektionsharz situativ auf der Baustelle mit Zugabe von Beschleuniger auf eine Reaktionszeit von nur wenigen Sekunden eingestellt. Dies ermöglichte, einen erhöhten Materialverlust durch Auswaschen des Injektionsgutes während der Injektion (Flüssigphase des Injektionsharzes) stark zu reduzieren.

In der zweiten geplanten Injektionsphase wurden die gesamten vier radialen Fugen systematisch verpresst. Im Abstand von 50 bis 75 cm wurden Bohrlöcher ringförmig entlang der Fuge erstellt. Die Bohrungen wurden auf Seiten des Betontübbings in einem schrägen Winkel angesetzt, so dass das Bohrlochende im Scheitelbereich von Stoßfuge und Fels gesetzt war. Auch hier setzten die Ingenieure ein Ultraschall-Gerät zur Ortung der Bewehrung im Tübbing ein. Dadurch blieben die Fehlbohrungen in einem sehr marginalen Rahmen.

Bereits in der Konzeptionsphase entschieden sich der Auftraggeber und der Abdichtungsspezialist für ein dauerhaft dehnfähiges 2-Komponenten-PU-Injektionsharz mit niedriger Viskosität. Einerseits war das Ziel, die restlichen Hohlräume vollständig zu verfüllen und angrenzende kleinste Risse mit abzudichten. Andererseits wurde angestrebt, dass auch leichte Verformungen im Falle eines Erdbebens nicht unmittelbar zu erneuten Undichtigkeiten führen.

4 Fazit

Auch in diesem Tunnelprojekt kam wieder einmal mehr deutlich zum Ausdruck, dass nur eine richtige Auswahl an Injektionsprodukten – gemessen an der vorherrschenden Situation und der entsprechenden Methode – ein optimales Resultat ermöglicht. Die Suche nach einer sogenannten „Eierlegenden Wollmilchsau“ als optimale Lösung gibt es nur in seltenen Fällen. Auch die „verlorene“ Zeit, die für die Praxisversuche investiert wurde, konnte danach mehrfach wieder aufgeholt werden. Die gesamten hier beschriebenen Abdichtungsarbeiten konnten innerhalb eines Jahres abgeschlossen werden. Dafür wurden in der Spitzenzeit bis zu 5 Teams à 3 Injektionsspezialisten pro Tages- und Nachtschicht eingesetzt.

Die nachfolgenden Ausbauarbeiten konnten gemäß Zeitplan umgesetzt werden, so dass der geplanten Eröffnungsfeier vom 20. Dezember 2016 nichts mehr im Wege stand.

Pioniere der Bauabdichtung

Ihr Partner für sanierende und vorbeugende Tunnelabdichtung

Der Tunnelbau verlangt höchste Ansprüche an eine Abdichtung. Undichtigkeiten können fatale Einflüsse auf den Baufortschritt haben. Deshalb ist es wichtig für den Tunnelbauer erprobte und zuverlässige Produkte für die Abdichtung, Stabilisierung des Baugrundes und erfahrene Ausführungstechniker an Bord zu haben.

RASCOR bietet genau diese Kombination als Gesamtlösungspaket: das Know-how in der Produkttechnologie und -entwicklung, Jahrzehnte lange Erfahrungen auch im Einsatz auf der Baustelle und die Unterstützung durch eigene Ingenieure.

Rascor Tunnel- und Spezialtiefbau GmbH

Ratsgasse 6
DE-97688 Bad Kissingen

Telefon +49 9711 302738
Telefax +49 9711 336251

info@rascor.com
www.rascor.com

Jörg de Hesselle, Dipl.-Ing., IBE-Ingenieure GmbH+Co.KG, Hennef (D)

Abdichtungsinjektionen zwischen Bestandsbauwerk und Neubau am Beispiel eines unterirdischen Fahrstuhlschachts

Im Rahmen des barrierefreien Ausbaus der U-Bahn-Stationen der Hamburger Hochbahn AG werden an den Zugängen Aufzüge eingebaut. Hierzu wird bei der Station „Alter Teichweg" einer der vier vorhandenen Treppenläufe verwandt. Die vorhandenen Bauwerke, Tunnel und Stationen wurden mit einer mindestens dreilagigen Bitumenabdichtungsbahn (als sogenannte Schwarze Wanne) abgedichtet. Der anzuschließende Neubau wird als wasserundurchlässige Betonkonstruktion (als sogenannte Weiße Wanne) hergestellt. Der vorliegende Beitrag geht zum einen detailliert darauf ein, wie der Übergang und der Anschluss der zwei verschiedenen Abdichtungsarten erfolgen. Um eventuelle Undichtigkeiten an der nach Jahrzehnten freigelegten Bitumenbahn schnellstens beheben zu können, wurde frühzeitig ein umfassendes Injektionskonzept erarbeitet. Zum anderen wird auf Sicherungsinjektionen eingegangen, durch die das Bauwerk während der Bauphase wasserfrei gehalten werden kann.

1 Einleitung

1.1 Allgemeines

Bei dem hier beschriebenen Bauvorhaben handelt es sich um eine neu zu erstellende WU-Betonkonstruktion bzw. „Weiße Wanne", die an eine teilabgerissene in den 1970-er Jahren erstellte „Schwarze Wanne" anzudichten ist. Die Baugrubensicherung, die Bauwerkssicherung sowie die Sicherung des späteren Abdichtungsübergangs wurden mittels der Injektionstechnologie geplant.

1.2 Projektvorstellung

Im Zuge des Gesamtkonzeptes der Hamburger Hochbahn AG zur barrierefreien Zugänglichkeit der ÖPNV-Anlagen wird auch die U-Bahn-Haltestelle „Alter Teichweg" umgebaut. Diese wird über feste Treppenanlagen von der Straßenebene (Ebene 0) aus erschlossen (**Bild 1**). Einer der vier Treppenläufe wird durch einen Aufzug ersetzt. Dafür wird das vorhandene Bauwerk (**Bild 2**) teilweise rückgebaut und durch ein neues ergänzt. Der Anschluss an den Bestandstunnel erfolgt im Bereich des Treppenfußes auf der Verteilerebene (Ebene -1) auf +6,47 m NN; der Bemessungswasserstand HGW befindet sich auf +8,00 m NN. Somit ist als Planungsgrundlage für das Bauwerk nach DIN 18533 die Wassereinwirkungsklasse „W2.2-E – hohe Einwirkung von drückendem Wasser" Grundlage der Planung.

Die Schwarzabdichtung ist im Bodenbereich an der Luftseite durch einen Schutzbeton und im Wandbereich auf der Wasserseite durch ein Schutzmauerwerk gegen Beschädigungen gesichert. Zum Einbau des Fahrstuhlschachtes muss die Treppenanlage abgebrochen werden, ohne die späteren Anschlussbereiche der Bitumenbahnen zu zerstören. Weiterhin muss sichergestellt werden, dass während der Bauarbeiten kein Wasser zwischen das Bauwerk und die Altabdichtung gelangt.

Bild 1 Bestandszugang zur U-Bahn-Haltestelle „Alter Teichweg" in Hamburg

Für den Bau des neuen Bauwerks ist vorab eine wasserdichte Baugrubenumschließung herzustellen. Der Planer hat sich hier für Spundwände in Verbindung mit einer Hochdruckinjektion (HDI) für die Baugrubensohle entschieden.

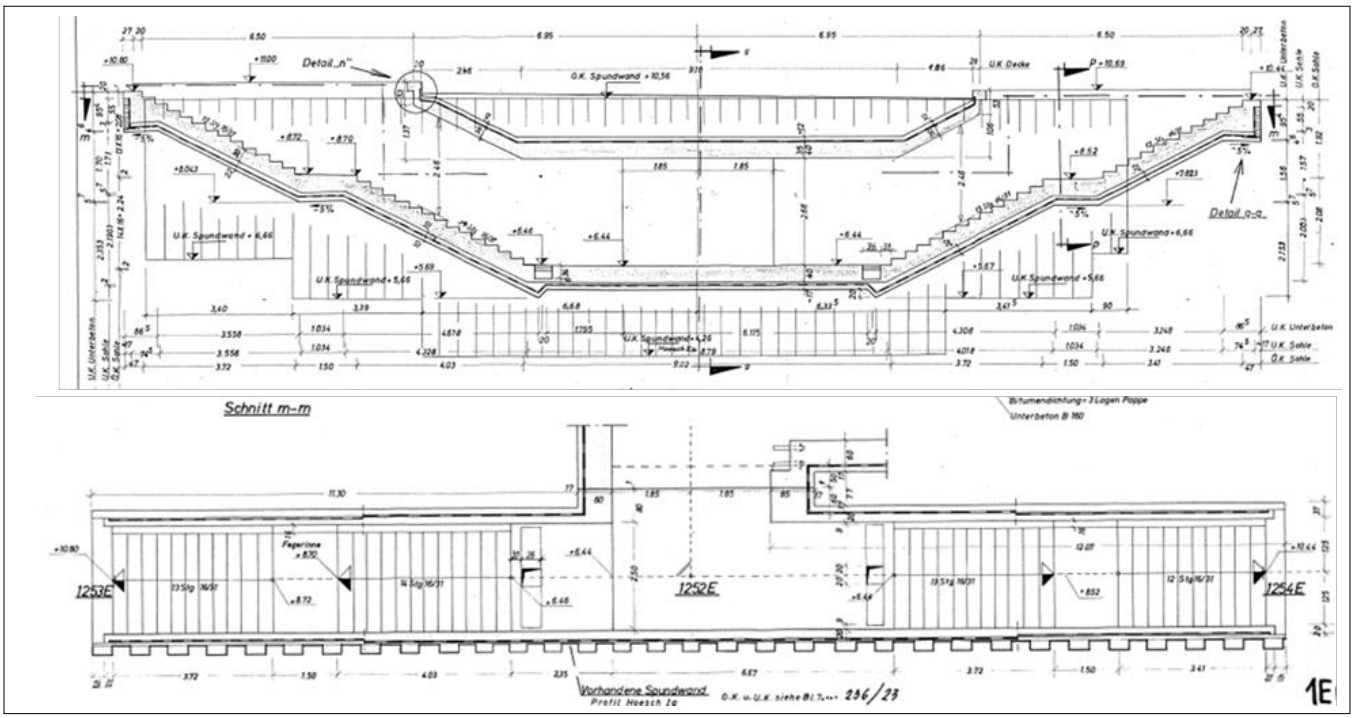


Bild 2 Bestandsplan, Quelle: ARGE H30
oben: Längsschnitt Achse nördlicher Eingang; unten: Grundriss (Schnitt m-m)

2 Injektions- und Abdichtungsplanung

Die vom Planer vorgegebene Baugrubenausbildung besteht an drei Seiten aus eingebauten Spundwanddielen sowie einer HDI zur Herstellung der Baugrubensohle (**Bild 3**). Die Baugrube wurde für einen Bemessungswasserstand von +8,00 m NN bemessen. Da es zu der Jahreszeit, in der die Durchführung der Baumaßnahme geplant ist, unwahrscheinlich ist, dass der Bemessungswasserstand ansteht, wurde auf eine kostenintensive Wasserhaltung verzichtet. Dennoch konnte der gesamte Treppenlauf nicht bedenkenlos rückgebaut werden.

Der Abbruch erfolgte in zwei Abschnitten. Nach dem Abbruch des ersten Treppenlaufabschnittes bis auf ein Zwischenpodest, welches auf Höhe des Bemessungswasserstands liegt, wurden die Spundwanddielen eingebaut. Für die geplanten Baumaßnahmen ist es notwendig, eine trockene Baugrube herzustellen. Aus diesem Grund wird die Baugrubensohle mittels einer HDI soweit wie möglich abgedichtet und gegen Auftrieb gesichert.

Bei der Ausführung der Baugrubensohle und der flankierenden Dichtkörper im HDI-Verfahren musste von Undichtigkeiten ausgegangen werden, die zu erheblichen Leckage-

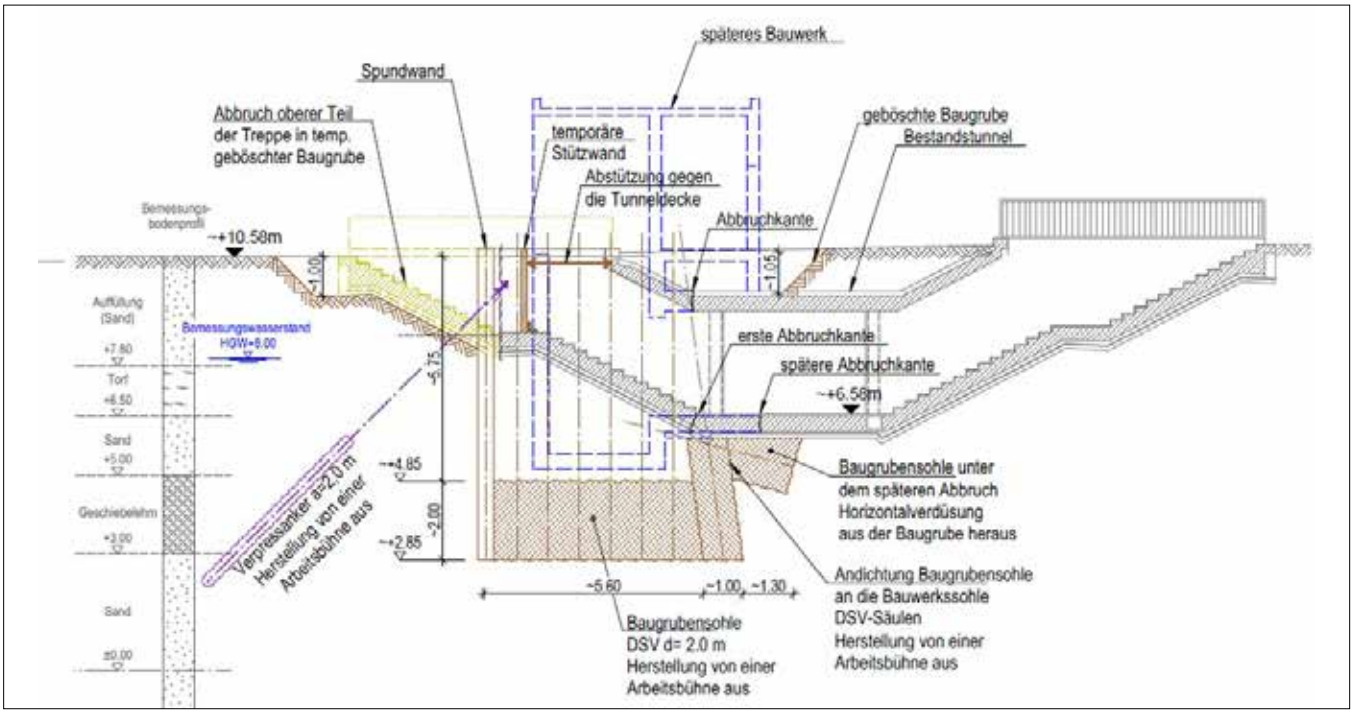


Bild 3 HDI-Baugrubensohle, Quelle: WTM Engineers GmbH

wassermengen führen könnten. Es sind deshalb zusätzliche Maßnahmen zur Abdichtung der Baugrube und zur ergänzenden Sicherung der neu herzustellenden Abdichtungsanschlüsse zwischen Bestandsbauwerk und Neubau vorgesehen.

3 Bauausführung

3.1 Flächeninjektion der Schwarzabdichtung

Für die Abdichtungsinjektage an der bestehenden Schwarzabdichtung wurde eine Flächeninjektion ausgeführt. Bei diesem Verfahren wird in technologisch bedingten Trennflächen zwischen Bauteilen eine Dichtungsschicht angeordnet bzw. appliziert. Solche Trennflächen können unter anderem zwischen zwei Schalen eines Massivbauteils liegen (z. B. im Tunnelbau zwischen Spritzbeton- und Ortbetonschale) oder aufgrund der Porosität eines Bauteils vorhanden sein (z. B. poröser Schutzbeton). Eine „neue" Abdichtung zwischen vorhandenem Bauteil und vorhandenen Abdichtungsbahnen kann ebenfalls ausgeführt werden. Bei Kunststoffabdichtungen ist dies immer möglich, bei Abdichtungen mit Bitumenbahnen kommt es auf die Applikation des Baustoffes an.

Wenn die Schwarzabdichtung – wie im vorliegenden Falle – vor der Erstellung des Bauwerkes hergestellt und dann das Bauwerk darin platziert wurde, gibt es keine Klebeverbindung zwischen Bitumenabdichtung und Bauwerk. Dieser fast nicht vorhandene Spalt (**Bild 4**) wird genutzt, um die neue Abdichtung aus Flüssigkunststoff herzustellen.

Abdichtende Flächeninjektionen in Bauteil- bzw. Bauwerkszwischenräumen können beispielsweise mit Injektionsstoffen auf Basis von Polyurethanen oder Acrylaten ausgeführt werden. Beim Einsatz von Acrylatgelen sind modifizierte, gefüllte Systeme auszuwählen, die durch minimierte Permeabilität hohe Dichtwirkung in geringer Schichtdicke erreichen.

Bei den Ausführungen des Beispielprojektes „Alter Teichweg" wurde während der Abbrucharbeiten an der Treppenanlage vor Abbruch der Tunnelsohle auf Verteilerebenenniveau (Ebene -1) die Sicherung der bestehenden Schwarzabdichtung durch Flächeninjektionen geplant. Hierbei wird der Zwischenraum von Bestandskonstruktion und vorhandener Schwarzabdichtung im Injektionsverfahren mit Acrylatgel abgedichtet (**Bild 5**). Anhand von Probeinjektionen wird der Kontakt zwischen den Packern kontrolliert. Ist der Kontakt nicht gegeben, muss der Bohrlochabstand verdichtet werden; dies wurde im Rahmen der Injektionsmaßnahmen mit dem Fachplaner vor Ort festgelegt.

Bild 4 Injektion zwischen Außenabdichtung und Bauteil

Durch die Bohrlöcher wird das Acrylatgel zwischen die Abdichtung und die Bestandsbetonsohle im Bereich der Schutzbetonlage injiziert. Das Acrylatgel wird mit gemäßigtem Druck eingebracht, so dass es den Zwischenraum so sichert, dass während des Rückbaus kein Wasser in die Abdichtungsebene eintreten kann. Der Arbeitsablauf für die Injektionsabdichtung gliedert sich also insgesamt wie folgt:

- Kernbohrungen erstellen (versetzt)
- Injektion des Acrylatgels
- Rückbau der Packer
- Bohrlochverschluss in den verbleibenden Bereichen

Ebenso wurde die Altabdichtung an den Wänden und im Bereich der Decke vor dem Rückbau gesichert. Parallel zu den Injektagen erfolgt der Teilabbruch der Treppenanlage bis zum Podest, um die Stahlspundwände der Baugrubenumschließung einzubringen.

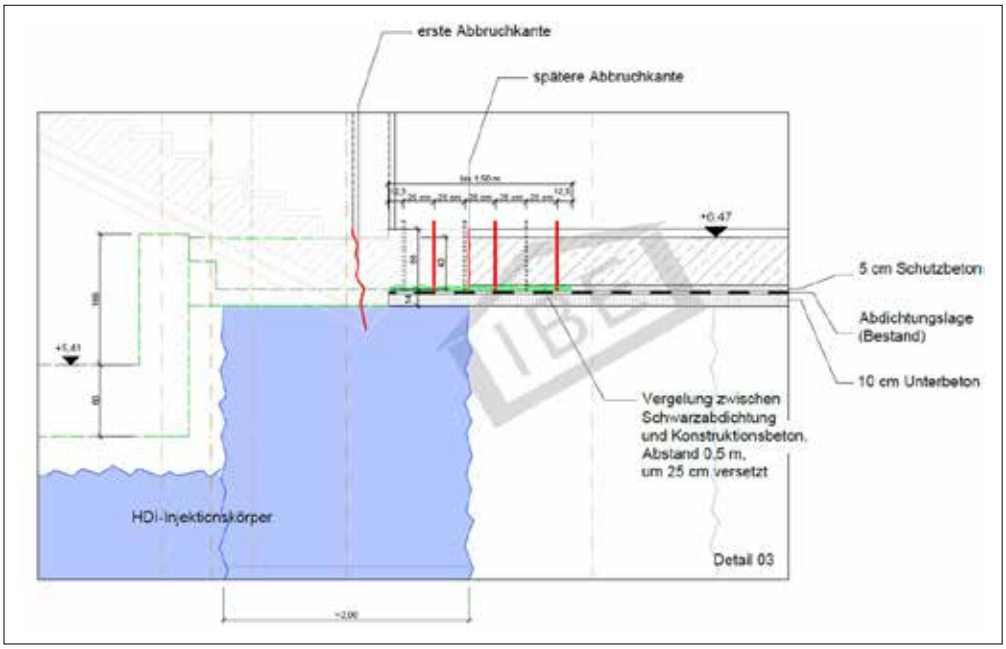


Bild 5 Sicherung der bestehenden Schwarzabdichtung

3.2 Dichtsohle und Andichtsäulen im HDI-Verfahren

Nach Erstellung der Stahlspundwand wurde zunächst ein Arbeitsplanum im Bereich des verbleibenden Treppenabgangs hergestellt, um von dieser Ebene aus Hochdruckinjektionen (HDI) oberhalb der Wasserspiegels auszuführen (Bild 6). Das Arbeitsplanum wird durch Verfüllen und Verdichten von geeignetem Verfüllmaterial hergestellt. Hierzu war es notwendig, zunächst ein wasserdichtes Schott in Form einer Dammbalken-Barriere als Widerlager für das zu verfüllende Material herzustellen. Vor dem Verfüllen wurden Kernbohrungen in den Treppenlauf eingebracht. Diese wurden maximal bis zur Oberkante der Abdichtungsschicht ausgeführt, um diese nicht zu durchstoßen. Anschließend werden in den Kernbohrungen Leerrohre befestigt, durch die dann die HDI durchgeführt wird. Von der angehobenen Arbeitsebene aus werden die HDI im planmäßigen Umfang erstellt.

In den Anschlussbereichen der Baugrubenwand aus Stahlspundwänden an die bestehende Tunnelwand werden zusätzliche HDI-Andichtsäulen ausgeführt (Bild 7). Mit Herstellung und Verfestigung des HDI-Körpers werden die Verfüllung sowie die untere Treppenanlage rückgebaut und eventuell zusätzlich erforderliche Abdichtungsinjektionen in der Baugrube sowie die Sicherung entlang der Andichtsäulen ausgeführt.

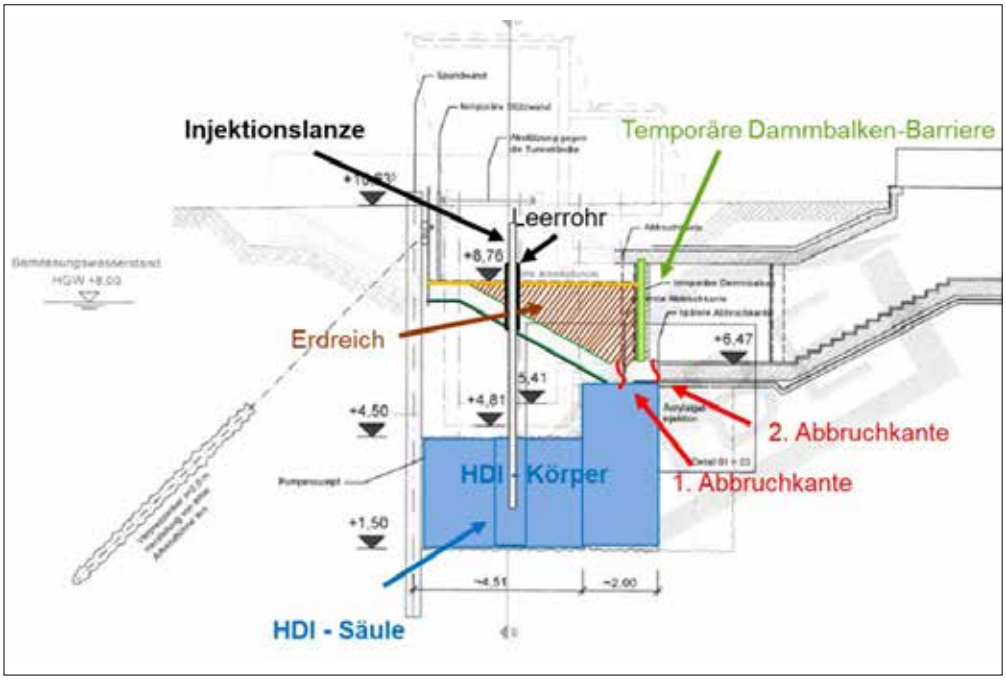


Bild 6 Herstellen von Arbeitsplanum und HDI-Dichtsohle

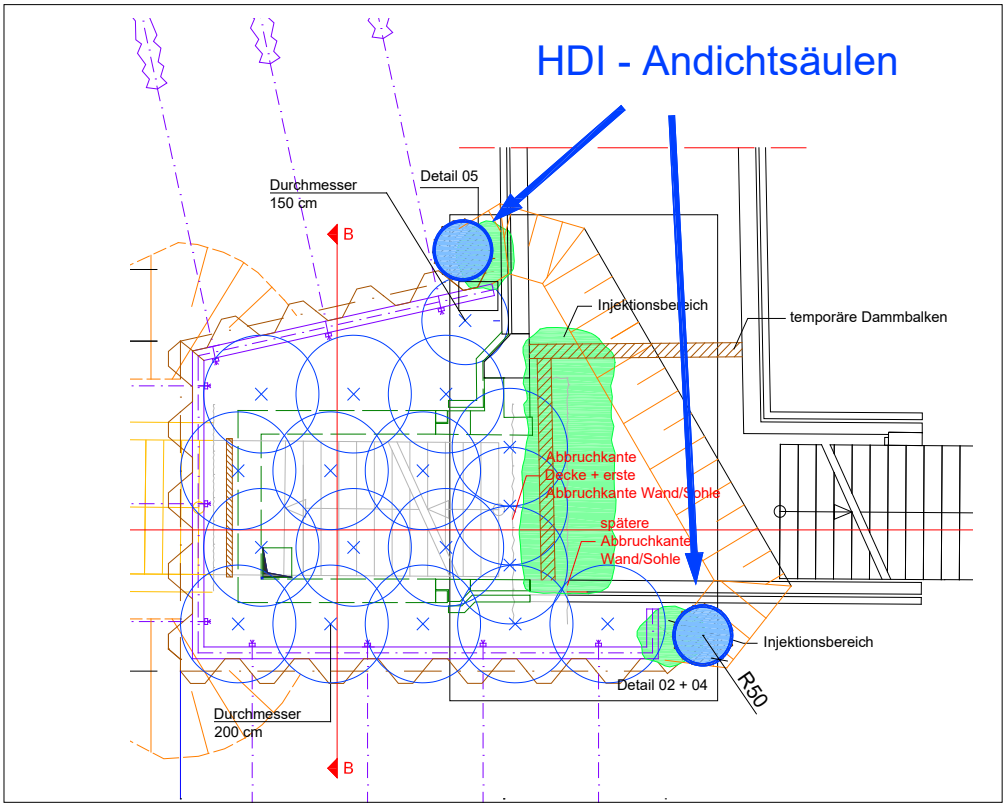


Bild 7 HDI-Andichtsäulen

3.3 Schleierinjektionen

3.3.1 Anschluss von HDI-Körper und Bestandsbauwerk

Zum wasserdichten Anschluss der HDI-Körper an das Bestandsbauwerk wurde eine Abdichtungsinjektage mittels Schleierinjektionen ausgeführt. Bei einer Schleierinjektion wird ein Acrylatgel stufenweise in das Porengefüge des umgebenden Erdreiches injiziert und bildet einen Abdichtungsblock, der den Wasserzutritt zur Konstruktion verhindert.

Bei der Planung dieser nachträglichen Bauwerksabdichtung wurde durch Voruntersuchungen geklärt, ob eine ausreichende Verteilung des Injektionsmaterials in die vorgesehenen Flächen möglich ist. Denn es muss sichergestellt sein, dass eine zusammenhängende Dichtungsschicht ausreichender Dicke (in der der Injektionsstoff allein oder zusammen mit funktionsfähigen Teilen der ursprünglichen Abdichtung) entsteht, damit eine wirksame Barriere gegen eindringendes Grundwasser vorliegt. Die konkrete Vorgehensweise konnte wegen der vielfältigen objektspezifischen Einflüsse letztlich erst durch den fachkundigen Ingenieur während der Injektion festgelegt werden. Dabei war es erforderlich, die Vorgaben in Abhängigkeit von ersten vorliegenden Injektionsergebnissen anzupassen.

Vor Abbruch der unteren Treppenanlage entlang der Abbruchkante im bestehenden Tunnelbauwerk wird zur Herstellung der Dichtigkeit zwischen der HDI und dem Bauwerk unmittelbar hinter dem HDI-Körper ein Acrylatgel injiziert (**Bild 8**). Die Injektionspacker bzw. Injektionslanzen werden entlang der Abbruchkante bis ca. 1,00 m ab UK Tunnelsohle im Versatz eingebaut. Die Injektion erfolgt stufenweise von der tiefsten Bohrlochstelle aus durchgehend nach oben in einem Abstand von 25 cm.

3.3.2 Anschluss von Stahlspundwand und Bestandsbauwerk

Der Abdichtungsanschluss im Bereich des Anschlusses der Stahlspundwand an die Bestandstunnelwand (Andichtsäulen) wurde bei Bedarf ebenfalls durch eine Schleierinjektion (wie in Abschnitt 3.3.1 beschrieben) mit Acrylatgel ausgeführt. Hierbei wird von der Baugrube aus die Stahlspundwand durchbohrt und in den Anschlussbereich injiziert. Dazu wurden zuvor Kugelhahnkonstruktionen auf die Stahlspundwand aufgeschweißt, durch die bei offenem Kugelhahn gebohrt und injiziert werden konnte. Die genauen Angaben sowie eine eventuelle Anpassung des Bohrrasters wurde im Zuge der Ausführungsarbeiten vor Ort vom Fachplaner festgelegt.

Die Injizierbarkeit einer im Baugrund vorhandenen Torfschicht zwischen +6,50 und +7,80 m NN (**Bild 3**) war im Planungszeitraum nicht bekannt. Es wurde festgelegt, dass, falls kein Schleier hergestellt werden kann – was sich bei Probeinjektionen oder durch ausbleibenden Abdichtungserfolg in diesem Bereich zeigen würde – auf eine Injektion der Bauteilzwischenräume zwischen HDI-Dichtsäule und Spundwand bzw. Bestandsbauwerk ausgewichen werden muss. Die Abdichtungsmaßnahmen zur Sicherung der bestehenden Abdichtung an der Tunnelwand sind durch Acrylatgel-Injektionen von innen, aus dem Tunnel heraus gemäß den Beschreibungen der Flächeninjektion (Abschnitt 3.1) auszuführen.

In der Baugrube werden nach Herstellung und Verfestigung des HDI-Körpers je nach Notwendigkeit Acrylatgel-Injektagen zur Abdichtung ausgeführt. Vor allem dann, wenn die Tagwasserhaltung über den Pumpensumpf nicht ausreicht. Entsprechend dem Erscheinungsbild der Undichtigkeiten wird dann eine Schleierinjektion oder eine Injektion der Trennfläche zwischen HDI-Körper und Baugrubenumschließung ausgeführt. Alternativ zu den Acrylatgel-Injektagen kann ein Brunnentopf im neuen Aufzugsschacht ausgeführt werden, über den das anfallende Wasser abgepumpt werden kann. Dies ist abhängig vom Umfang des anfallenden Wassers und dem entsprechenden Aufwand der notwendigen Abdichtungsmaßnahmen.

3.4 Anschluss von WU-Konstruktion und Bestandsbauwerk

Der Anschluss der WU-Konstruktion des Aufzugsschachtes an die Bestandssohle des Tunnelbauwerkes mit einer Schwarzabdichtung erfolgt durch ein umlaufendes innenliegendes Elastomerfugenband. Der Anschluss wird im Bereich der neuen Tunnelsohle einschenkelig einbetoniert und im Bestandsbereich in eine Los-Festflansch-Konstruktion eingeklemmt. Die Arbeiten erfolgen in mindestens zwei Schritten, da beim Betonieren der Sohle der Verbau im Anschlussbereich der De-

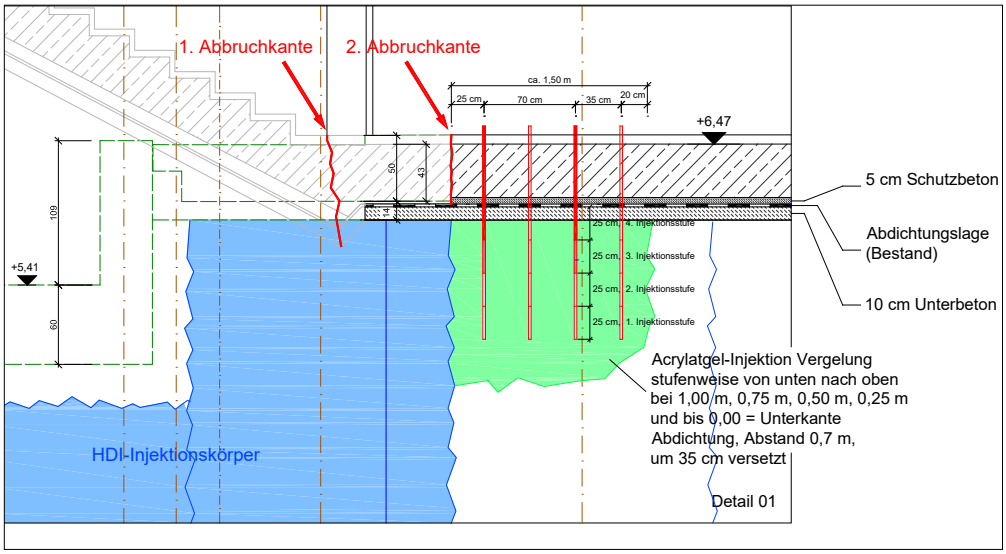


Bild 8 Schleierinjektion im Bereich HDI-Körper/ Bestandsbauwerk

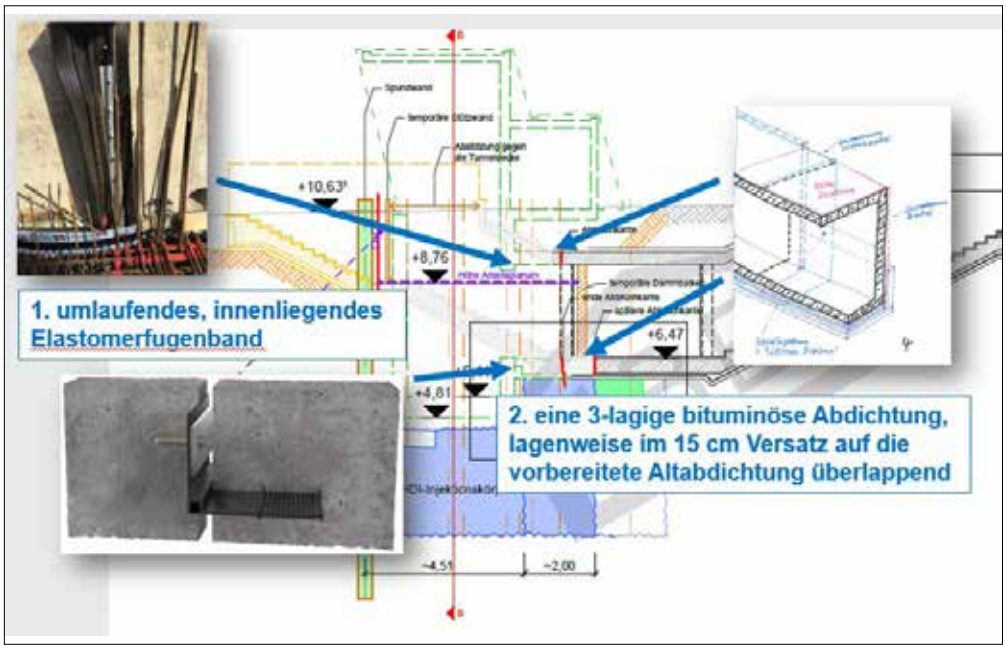


Bild 9 Schema Abdichtungsanschluss an bestehendes Tunnelbauwerk

cke abgestützt wird. Aus diesem Grund sind die Vulkanisierungsarbeiten teilweise vor Ort auszuführen.

Der Anschluss an die vorhandene Schwarzabdichtung erfolgt tunnelseits durch eine dreilagige Abdichtung, die lagenweise im 15 cm Versatz die bestehende (ebenso im Lagenversatz vorbereitete) Altabdichtung des Tunnelbauwerkes überlappt. Im Bereich des neuen Aufzugsschachts wird die neue Schwarzabdichtung durch eine Los-Festflansch-Konstruktion gesichert. Hierzu werden zunächst am Bestandtunnel entlang der ersten Abbruchkante (**Bild 9**) die vorhandene Bodenplatte, Decke und die Wände aus Stahlbeton ca. 1,00 m breit, bis zur vorhandenen Altabdichtung schonend rückgebaut. Es ist hierbei extrem darauf zu achten, dass die bestehende mehrlagige Abdichtung nicht beschädigt wird.

Im Deckenbereich wird die Schwarzabdichtung von außen frei gelegt, so dass hier nur der Schutzbeton von ca. 10 cm Stäke entfernt werden muss. Die freigelegte Abdichtung wird von grober Verschmutzung (wie Beton- und Mörtelresten) befreit und mit einem drucklosen Wasserstrahl zur Vorbereitung des Abdichtungsanschlusses im Rückversatz gereinigt. Eventuell durch den Rückbau oder die Reinigung beschädigte Altabdichtungen sind auszubauen und durch neue Bitumenabdichtungen – gemäß DIN 18533 mit Kupferbandeinlage – zu ersetzen.

Der Rückbau am Bestandstunnelbauwerk (wie eingangs zur Planung in Abschnitt 2 beschrieben) wird nach äußerlichen Abstützmaßnahmen am Schutzmauerwerk durchgeführt. Erst nach erfolgter Betonage der neuen Wände wird im Zuge der Abdichtungsarbeiten von außen an der Decke des Tunnelbauwerks der obere Bereich des Schutzmauerwerks (ca. 1,00 m) zwecks Abdichtungsüberlappung schonend rückgebaut. Die neue Abdichtung überlappt die Altabdichtung, sowohl in der Sohle als auch an der Wand entlang, um ca. 50 cm. Der Einbau der Bahnen erfolgt im Gieß- und Einwalzverfahren mit gefüllter Bitumenklebemasse und Druckholz. Abschließend wird das ca. 11,5 cm starke Schutzmauerwerk bis OK Tunneldecke vervollständigt und ein Schutzbeton im Deckenbereich ausgeführt.

Im unmittelbaren Anschlussbereich des Neubaus wird der Bestandstunnel ca. 1,00 m komplett rückgebaut und neu betoniert. Die Abdichtungslagen im Wandbereich werden bis ca. 50 cm ab OK Decke mit Hilfe eines Schalkastens hochgeführt. Im Bereich des Schalkastens wird die Abdichtung lediglich fixiert, um abschließend die Deckenabdichtung zu überlappen. Die einzelnen Arbeitsschritte/Phasen sind in **Bild 10** schematisch dargestellt. Die Los-Festflansch-Konstruktion gemäß DIN 18533-1 wird nach geeigneter Untergrundvorbehandlung auf dem vorlaufenden Betonbalken im Bereich des neuen Aufzugschachtbauwerkes hergestellt.

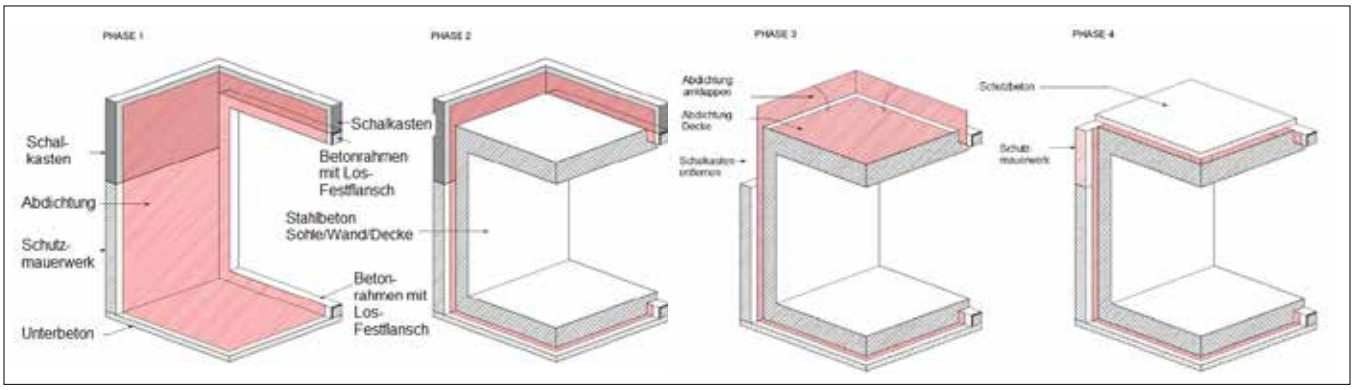


Bild 10 Schema Phasen 1 bis 4, Quelle: Blunck + Morgen Architekten

Weiterführende Literatur

- STUVA ABI-Merkblatt „Abdichtung von Bauwerken durch Injektion“, 3. Auflage Oktober 2014, IRB Verlag.
- DB-Richtlinie 853.4101 Abdichtung von Tunnelbauwerken.
- DIN 18195-6:2000 Bauwerksabdichtungen; Abdichtungen gegen drückendes Wasser, Bemessung und Ausführung, August 2000.
- DIN 18533-1:2017-07 Abdichtung von erdberührten Bauteilen – Teil 1: Anforderungen, Planungs- und Ausführungsgrundsätze.
- DIN EN 12063, Ausgabe 1999-05 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) – Spundwandkonstruktionen.
- DIN EN 1536 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau– Bohrpfähle.
- DIN EN 1537 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau– Verpressanker.
- DIN EN 12715:2000-10 Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Injektionen; Deutsche Fassung EN 12715:2000.
- WTA- Merkblatt 5- 20; Gelinjektion/ D:2009-05.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: DAfStb-Richtlinie - Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Ausgabe November 2003, Deutscher Ausschuss für Stahlbeton, Berlin; Beuth Verlag.
- Deutscher Ausschuss für Stahlbeton: Erläuterungen zur DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton. Schriftenreihe des Deutschen Ausschusses für Stahlbeton Heft 555. Beuth Verlag GmbH Berlin, Wien, Zürich 2006.
- DAfStb - Positionspapier zur WU -Richtlinie Feuchtetransport durch WU – Konstruktionen, Juli 2006.
- DAfStb-Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen 2001.

Injektionen sind unsere Welt.

Bauwerke abdichten
MC-Injekt 2300 top

Risse beseitigen
MC-Injekt 1264 compact

Hohlräume füllen
Centricrete HCS

Baugrund abdichten
MC-Injekt 3000 HPS

Abdichten und Verstärken
MC-Montan Injekt F

Abdichten und Konsolidieren
MC-Montan Injekt C

Abdichten und Stabilisieren
MC-Montan Injekt D

Abdichten und Verbinden
MC-Montan Injekt T

Für jeden Einsatz die passende Lösung

Für Injektionsmaßnahmen an Rissen, Hohlräumen, Fugen und im Baugrund gibt es eine Vielzahl von Produkten. Mit dem Produktmix der MC meistern Sie nahezu jede Injektionsaufgabe technisch hochwertig, effizient und umweltfreundlich. Zwei Produktreihen bieten Ihnen optimal angepasste Injektionssysteme: **MC-Injekt** ist für die Injektion von Baukonstruktionen konzipiert. In der Produktreihe **MC-Montan Injekt** finden Sie Spezialsysteme für Baugrund und Gebirge.

Planen Sie Ihre Injektionsmaßnahmen mit MC – mit Sicherheit!

EXPERTISE
INJECTION

MC-Bauchemie Müller GmbH & Co. KG · Am Kruppwald 1-8 · 46238 Bottrop · Tel. +49 2041 101-190
IN@mc-bauchemie.de · www.mc-bauchemie.de

BE SURE. BUILD SURE.

Qualitätssicherung und Recht

Bastian Fuchs, Prof. Dr. LL.M., TOPJUS Rechtsanwälte Kupferschmid & Partner, München (D)

Verformungen bei Injektionen – Spannungsfeld zwischen Ausschreibungspflicht des Auftraggebers und Beobachtungs- und Kooperationspflicht des Unternehmers

Verformungen sind regelmäßig eine unliebsame Randerscheinung bei Injektionsarbeiten. Diese kommen sowohl als Verformungen im Bereich der eigentlichen Bauleistungen vor, sind allzu häufig aber auch in nachbarlichen Bereichen zu beobachten. Verformungs-Erträglichkeiten sind grundsätzlich immer im Vorfeld durch den Auftraggeber anzugeben. Demgegenüber steht die Beobachtungs- und Bedenkenmeldepflicht des Unternehmers. In diesem Spannungsfeld ist eine rasche Entscheidungsfindung für die beteiligten Parteien eminent wichtig: Zum einen muss in technischer Hinsicht die richtige Entscheidung für die Vorgehensweise getroffen werden. Zum anderen ist eine rechtzeitige kooperationsgestützte Entscheidungsfindung erforderlich, um Kosten für Stillstände, Gutachter, beteiligte Juristen etc. einsparen zu können.

1 Einführung

Nach den Vorgaben der Vergabe- und Vertragsordnung für Bauleistungen (VOB) und insbesondere der Angaben in den ATV-Normen (ATV steht für „Allgemeine Technische Vertragsbedingungen für Bauleistungen") des Teils C der VOB sind Baugrundbeschreibungen speziell für die Ausführung geotechnischer Bauaufgaben unerlässlich. Dies erfolgt in der Regel durch „Baugrundgutachten" bzw. geotechnische Berichte. Hierbei werden Angaben für die geotechnischen Nachweise zur Bemessung eines Bauwerks gemacht, aber auch solche, die für die Ausführung und Umsetzung eines Bauvorhabens erforderlich sind [1]. Im Rahmen der Ausschreibung sind entsprechende Angaben zu machen, damit jeder Bieter die erforderliche Tiefe des Projekts erkennen und hinreichend sicher kalkulieren kann. In einem ersten Schritt sollen diese Parameter beleuchtet werden, in einem weiteren Schritt ist dann zu betrachten, inwieweit Parameter im Zusammenhang mit Verformungen die Vertragsdurchführung beeinflussen und wie die Bauvertragsparteien sinnvoll damit umgehen.

2 Rechtliche Rahmenbedingungen für eine korrekte Ausschreibung

Unzweifelhaft ist, dass die Auftraggeber, insbesondere diejenigen, welche nach dem Regime der VOB/A Bauleistungen auszuschreiben haben, die Vorgaben der ordnungsgemäßen Leistungsbeschreibung im Rahmen des § 7 VOB/A zu beachten haben [2]. Danach gilt insbesondere:

- Die Leistung ist eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben, dass alle Bieter die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können (§ 7 Abs. 1 Nr. 1 VOB/A).
- Dem Auftragnehmer darf kein ungewöhnliches Wagnis aufgebürdet werden für Umstände und Ereignisse, auf die er keinen Einfluss hat und deren Einwirkung auf die Preise und Fristen er nicht im Voraus schätzen kann (§ 7 Abs. 1 Nr. 3 VOB/A).
- Die für die Ausführung der Leistung wesentlichen Verhältnisse der Baustelle, z. B. Boden- und Wasserverhältnisse, sind so zu beschreiben, dass der Bewerber ihre Auswirkungen auf die bauliche Anlage und die Bauausführung hinreichend beurteilen kann (§ 7 Abs. 1 Nr. 6 VOB/A).
- Die „Hinweise für das Aufstellen der Leistungsbeschreibung" in Abschnitt 0 der Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen für Bauleistungen, DIN 18299 ff., sind zu beachten (§ 7 Abs. 1 Nr. 7 VOB/A).

Die vorstehenden Anweisungen an die öffentlichen Auftraggeber sind nicht neu. Auch bekannt ist deshalb, dass die Verweisung des § 7 Abs. 1 Nr. 7 VOB/B auf die Ausschreibungskataloge in den Abschnitten 0 der DIN 18299 ff. zwingend einzuhalten ist und damit eben diese Kataloge essenziell zu beachten sind, soweit dies, wie die Einleitungssätze dieser Abschnitte 0 es klar aufzeigen, im Einzelfall insbesondere geboten ist, Angaben zu machen. Bezüglich der etwaigen Verformungsneigungen und damit im Zusammenhang stehenden ergibt sich dies aus § 7 Abs. 1 Nr. 7 VOB/A in Verbindung mit DIN 18309 Abschnitte 0.1.5, 0.1.6, 0.2.10 und 0.2.11, die postulieren, dass Angaben zu machen sind zu unter anderem:

- 0.1.5 Angaben zu dem zu injizierenden Bauwerk.
- 0.1.6 Gründungstiefen, Gründungsarten, Lasten und Nutzung benachbarter Bauwerke und deren Eigentümer.
- 0.2.10 Besondere Anforderungen und Leistungen zum Schutz des Bodens, des Grundwassers, von benachbarten Grundstücken und baulichen Anlagen.
- 0.2.11 Grenzen der zulässigen Verformungen des Baugrundes und der Bauwerke, Maßnahmen zur Überwachung.

Da in der ATV DIN 18309 sowohl Einpressungen in den Untergrund als auch Einpressungen in Bauwerke behandelt werden, ist unter den beiden erstgenannten Punkten (Abschnitte 0.1.5 und 0.1.6) häufig neben den Angaben zu einem vorhandenen und zu injizierenden Bauwerk (z. B. Fundament oder alter Bestand) die Überschrift „Angaben zur Nachbarbebauung" gemeint. Da schon mit verhältnismäßig geringen Drücken unter Gründungskörpern große Kräfte wirksam werden, können diese ganz erhebliche Auswirkungen auf benachbarte Gebäude haben. Hebungen mit entsprechenden (Riss-)Schäden im Bereich der Bebauung im Einwirkungsbereich der Einpressarbeiten sind hier nicht selten zu beobachten. Die Kenntnis der Gründungstiefen, der Fundamentunterkanten und vor allem auch der Gründungsarten sowie der Gebäudelasten ist für die Ausführung von Einpressarbeiten, die Festlegung der Arbeitsparameter sowie bei der Wahl des jeweils geeigneten Einpressgutes unverzichtbar. Ein altes Fundament aus nur lose geschichteten Steinen kann durch Einpressarbeiten beschädigt oder gar zerstört werden, was zum ganzen oder teilweisen Verlust der Standsicherheit des Gebäudes führen kann. Hier ist die Gefahr von sog. Vertiefungsschäden nach § 909 BGB besonders immanent [3].

Bei derartigen Schadenskonstellationen liegt die Verantwortung sowohl nach den gesetzlichen wie auch nach vertraglichen Regelungen nicht selten bei mehreren Beteiligten, betroffen können vor allem Bauherr, der Planer und Bauüberwacher sowie naturgemäß auch das ausführende Unternehmen sein. Nach der Regelung des § 10 Abs. 1 und 2 VOB/B bei vom Auftragnehmer verursachten und von ihm zu vertretenden Schäden hat regelmäßig er (allein) den Schaden zu ersetzen. Dies vor allem auch im Hinblick auf die für den Auftragnehmer besonders ungünstige Haftungsregel des § 10 Abs. 2 Nr. 2 VOB/B, wonach er den Schaden allein zu tragen hat, wenn er ihn durch eine zu üblichen Konditionen abschließbare Betriebshaftpflichtversicherung hätte decken können [4]. Eine Ausnahme liegt nur vor, wenn der Auftraggeber einen solchen Schaden wenigstens grob fahrlässig mit verursacht hat. Begründet wird dies nahezu ausschließlich damit, dass es einer „Gewerbeüblichkeit" entspreche, dass der Auftragnehmer eine Betriebshaftpflichtversicherung abgeschlossen habe und die Prämie deshalb (wenigstens anteilig) im Werklohn enthalten sei [5].

Besondere Anforderungen und Maßnahmen zum Schutz des Bodens, des Grundwassers, von benachbarten Grundstücken und den baulichen Anlagen rufen nach der DIN 18309 Abschnitt 0.2.10 ebenfalls nach einer besonders sorgfältigen Vorgehensweise. Zum Schutz der vorgenannten Güter sind meist besondere Maßnahmen notwendig. Neben den gesetzlichen Vorgaben gibt es meist auch projektspezifische Auflagen, die bereits in der Planungsphase festgelegt werden. Alle derartigen Auflagen sowie die daraus abzuleitenden Maßnahmen für die Injektionsarbeiten müssen umfassend beschrieben werden.

Wenn sodann solche Einpressarbeiten im Bereich einer Nachbarbebauung zu erbringen sind, müssen hierzu im Einzelfall auch konkrete Angaben zu den erforderlichen Schutzmaßnahmen für solche Gebäude in die Leistungsbeschreibung integriert werden [6]. Die erforderlichen weitergehenden (Schutz-)Maßnahmen können den Ablauf der Arbeiten ganz erheblich zeitlich und kostenmäßig beeinflussen. Darauf muss sich der Auftragnehmer frühzeitig einstellen können, andernfalls würde ihm der Auftraggeber in unzulässiger Weise nach § 7 Abs. 2 VOB/A ein ungewöhnliches und nicht kalkulierbares Wagnis überbürden.

Werden Kompensations- oder Verdrängungsinjektionen durchgeführt, so sind die Verformungen des Baugrundes wesentliches Ziel dieser Maßnahmen. Hier müssen neben den zulässigen Verformungen auch die erforderlichen Verformungen zur Erreichung des Arbeitsziels genau beschrieben werden. Erforderlich sind die Verformungen, um die gewünschte Vorverspannung des Bodens oder Hebung des Geländes zu erreichen, die Obergrenze der noch zulässigen Verformungen ergibt sich aus der über oder neben dem Injektionsfeld liegenden Bebauung [6].

Bei Einpressarbeiten zur Unterfangung eines bestehenden Gebäudes sind Verformungen des Baugrundes dem Grunde nach nicht erwünscht. Bei dieser Art der Injektion (Penetration des Porenraumes mit Verpressgut) wird planmäßig *keine* Bodenbewegung veranlasst. Da aber der Baugrund oftmals im Detail bezüglich des Eindringverhaltens des Injektionsmittels sich sehr inhomogen darstellt, können Verformungen trotz sorgfältigster Arbeitsweise systembedingt nicht ausgeschlossen werden. Daher sind zusätzlich auch die allenfalls zulässigen und einzuhaltenden Grenzwerte für Verformungen des Baugrundes und von Setzungen des Gebäudes zu beachten, damit es nicht zu unerwünschten oder gar zu schädigenden Hebungen und Setzungen des Bodens oder darauf befindlicher Bauwerke kommt. Damit von vornherein Schäden weitestgehend unterbunden werden, sind hier konkrete Angaben des Auftraggebers zur Beschaffenheit dieser Umgebung erforderlich. Dabei sollte der Auftragnehmer schon im ureigenen Interesse im Zweifelsfall von sich aus diese „Bauumgebung" nach einem möglichen Gefahrenpotenzial erkunden. Denn bei einer unter Anwendung der erforderlichen Sorgfalt vermeidbaren Beschädigung eines Nachbargebäudes ist der Auftragnehmer dem Dritten nach den Bestimmungen der §§ 823, 909 BGB (Vertiefungsverbot) zum Schadensersatz verpflichtet. Dabei stellt eine mögliche Mitverantwortung des Auftraggebers keinen Ausgleich dar, da der Auftragnehmer unter den Voraussetzungen des § 10 Abs. 2 Nr. 2 VOB/B im Regelfall auch den Schaden allein zu tragen hat [7].

3 Prüf- und Bedenkenhinweispflicht

Allgemein anerkannt und nicht weiter zu vertiefen ist die grundsätzliche Pflicht des Werkunternehmers, etwaige Bedenken gegen die Vorgaben des Auftraggebers, Vorunternehmerleistungen oder etwaige beigestellte Stoffe und Bauteile unverzüglich schriftlich dem Auftraggeber mitzuteilen, § 4 Abs. 3 VOB/B. Mit der Einhaltung dieser Verpflichtung einher geht nach der Rechtsprechung die mögliche Haftungsbefreiung bei auftretenden Mängeln und Schäden, § 13 Abs. 3 VOB/B [8].

Von der Rechtsprechung ist auch unzweifelhaft anerkannt worden, dass diese Vorgabe der §§ 4 Abs. 3, 13 Abs. 3 VOB/B nicht lediglich im Bauvertrag auf Basis der VOB/B zur Anwendung kommen soll, sondern auch als allgemein gültiges Prinzip in BGB-Werkverträgen ebenfalls gelten soll. Dies wird damit begründet, dass die grundsätzliche Interessenslage mit der Basis der Erfolgsverpflichtung einerseits, der erheblichen Einflussnahme durch den Auftraggeber andererseits, der eben bestimmte verbindliche Vorgaben macht, an die sich der Auftragnehmer im Grundsatz halten muss, auch im Bauvertrag

nach dem BGB eine solche Risikoverteilung und Exkulpationsmöglichkeit für den Auftragnehmer angemessen erscheint.

Die ATV DIN 18309 sieht eine Konkretisierung dieser Prüf- und Bedenkenhinweispflicht in Abschnitt 3.1.3 vor. *„Als Bedenken nach § 4 Abs. 3 VOB/B können insbesondere in Betracht kommen:*

- *Abweichungen des Baugrundes von den Vorgaben,*
- *Abweichungen von den Ergebnissen der Einpressversuche, Untersuchungsprüfungen und Probebelastungen,*
- *ungeeignete Anordnung der Einpressstellen,*
- *ungeeignete Einpressfolge,*
- *ungeeigneter Einpressstoff,*
- *Fehlen eines ausreichenden Widerstands gegen den Einpressdruck,*
- *ungeeignete Einpressdrücke, Einpressmengen und Abbruchkriterien."*

Die Voraussetzungen unerwarteter Reaktion entweder der einzupressenden Stoffe oder der Einpresskörper/-bauwerke sind in diesen vorgenannten Beispielen benannt. Immer wenn es für den Unternehmer zu unerwarteten Verhältnissen insofern kommt, ist eine Bedenken-/Hinweispflicht des Unternehmers indiziert. Diese Regelung vereinfacht den Status quo sowohl für den AN, wie für den AG vor Ort: Bedenken sind natürlich nur beispielhaft aufgelistet und es können sich andere als die genannten Situationen ebenfalls ergeben. Nichtsdestotrotz sind gerade diese Situationen besonders häufig anzutreffen, wenn es Probleme gibt (zahlreiche Baustellen gehen zum Glück völlig ohne Probleme und damit völlig ohne Streit-„Bedarf"). Damit ist konkretisiert für die eine wie die andere Seite, woran in der Praxis häufig Streit entstehen kann. Im Ergebnis bedeutet das natürlich, dass die Unternehmer die Bedenkenhinweispflicht, auch zur eigenen Exkulpation, sehr ernst nehmen müssen. Denn ein Versäumen dieser Pflicht bedeutet das Einstehenmüssen für einen Mangel/Schaden, der gegebenenfalls ansonsten beim Vertragspartner AG verbleiben würde.

Eine weitere Variante der unerwarteten Verhältnisse stellt die DIN 18309 in Abschnitt 3.1.4 bereit: *„Sind durch die Einpressarbeiten Schäden an baulichen Anlagen, Ver- und Entsorgungsanlagen, Gewässern, Biotopen und anderen zu schützenden Objekten zu erwarten, so ist dies dem Auftraggeber unverzüglich mitzuteilen. Die Leistungen für zu treffende Maßnahmen sind zu vereinbaren."*

Dies ist eine Variante des nachstehenden in praktisch allen Tief- und Spezialtiefbaunormen der VOB Teil C mittlerweile enthaltenen Streitlösungsschemas, das in der Regel zwei- oder dreistufig aufgebaut ist (wobei im Einzelfall der Wortlaut leicht variieren kann).

- **Stufe 1**
  Wenn ein Problem auftritt, ist der Auftraggeber unverzüglich zu informieren. Das ist nur konsequent, denn der Auftraggeber ist der „Herr der Baustelle". Er wird im weiteren Verlauf gegebenenfalls Einschränkungen oder Änderungen an den von ihm bestellten Bauleistungen hinzunehmen und gegebenenfalls auch weitreichende Entscheidungen zu treffen haben, welche sich auf die Funktionalität, auf die Bauweise und nicht zuletzt auch auf die Kosten und Bauzeit auswirken werden.

- **Stufe 2**
  Die Stufe 2 wird nach der Systematik häufig in zwei Unterstufen untergliedert, die an dieser Stelle 2a) und 2b) genannt seien.

  - **Stufe 2a**
    Der Auftragnehmer muss die „Sofortmaßnahme" unverzüglich erledigen. Diese Maßnahmen zur Sicherung der Bauleistung, zur Abwendung einer „Gefahr im Verzug" müssen unverzüglich erledigt werden, damit die Baustelle und die Bauleistung gesichert. Dann können die Bauvertragsparteien auf diesem Status quo aufbauend beraten und planen, gemeinsam Entscheidungen treffen und von dort aus dann die Bauleistungen wiederaufnehmen.

  - **Stufe 2b**
    Die Parteien haben jeweils gemeinsam die erforderlichen („weiteren") Leistungen festzulegen, wobei der Auftraggeber als Bauherr auch in der Anordnungsverantwortung steht. Hier ist die Mitwirkungsverpflichtung des Auftraggebers in den einzelnen Abschnitten 3 der jeweiligen VOB/C-Norm deutlich ausgeprägt; dies erfolgt hier deutlicher als die VOB/B dies definiert. In der Baupraxis hat sich dieser von den Normungsausschüssen eingeführte Mechanismus zur Problemlösung als sehr erfolgreich herausgestellt, jedenfalls so lange, wie beide Parteien ernsthaft an Problemlösungen arbeiten.

- **Stufe 3**
  Die Leistungen nach Stufe 2a) und 2b) sind als Besondere Leistungen nach den jeweiligen Abschnitten 3 eingestuft. Dies bedeutet, dass der Auftraggeber Sofortmaßnahmen wie auch die weiteren Maßnahmen zu vergüten hat. Hier ist eine kleine Einschränkung bisweilen in der jeweiligen Regelung dahingehend enthalten, dass die Selbstverständlichkeit erwähnt wird, dass eine Vergütung nur stattfindet, wenn der Auftragnehmer die „Probleme" nicht bereits selbst verursacht hat. Es liegt auf der Hand, dass der Auftragnehmer, der einen Mangel oder Schaden verursacht hat, dafür geradestehen muss. Zwar wird es auch dann Abstimmungsbedarf zwischen den Parteien geben, aber die Rechtsfolge in einem solchen Fall ist klar: der Auftragnehmer muss den Mangel/Schaden in Ordnung bringen und die dafür anfallenden Kosten selbst tragen. Um diese Konstellation geht es in den Problemlösungsfällen der Abschnitte 3 (die hier dargestellte Systematik) aber regelmäßig nicht. Hier tritt ein Aspekt auf, der alle diese Fälle quasi als Klammer umfasst, nämlich, dass etwas Unvorhergesehenes passiert. Dies können zum Beispiel abweichende Bodenbedingungen sein oder ein unplanmäßiger Ausbruch beim Tunnelbau oder eine unerwartete Reaktion des zu injizierenden Bauwerkes.

4 Zusammenfassung

Die vorstehenden Ausführungen haben gezeigt, dass Hebungen bei Injektionsarbeiten sowohl im Bereich der Nachbarbebauung als auch bei dem zu bearbeitenden Bauwerk selbst

erhebliche Probleme bereiten können. Damit diese bestmöglich verhindert werden können, ist nach der einschlägigen Normung bereits vor Vertragsbeginn eine optimale Ausschreibung hilfreich, wenngleich nicht immer gegeben. Die einschlägigen VOB/C-Normen, hier die ATV DIN 18309, geben die maßgeblichen Notwendigkeiten vor. Die Bieter sind gehalten, Informationen im Zweifelsfall auch einzufordern, anderenfalls laufen sie Gefahr, entsprechende Risiken zu übernehmen. Hierauf hat die Rechtsprechung in der Vergangenheit schon immer hingewiesen.

In der Ausführungsphase wiederum geben die einschlägigen Normen auch bestmögliche Verhaltensvorschriften vor, die eine Problemlösung ohne Streit durch die Parteien selbst vorsehen. Etwas guter Wille und konstruktives Verhalten führen in aller Regel zu sachgerechten Ergebnissen.

Literatur

[1] Fuchs, Bastian/Haugwitz, Hans-Gerd: Homogenbereiche, Bundesanzeiger Verlag, 2016, Köln.

[2] Fuchs, Bastian/Haugwitz, Hans-Gerd, in: Englert Klaus et al:, Handbuch des Baugrund- und Tiefbaurechts, 5. Auflage 2016, Köln.

[3] Fuchs, Bastian: Die Inanspruchnahme von Nachbargrundstücken bei der Ausführung von Tiefbauarbeiten, 1. Auflage 2004, Düsseldorf.

[4] OLG Brandenburg, BauR 2001, 1129; OLG Düsseldorf, IBR 2011, 467.

[5] Beck'scher VOB-Kommentar, Teil C, 3. Auflage 2014, Grauvogl/Schwarz als Bearbeiter, DIN 18309 Einpressarbeiten, Rand 40f., mit weiteren Nachweisen.

[6] Grauvogl/Schwarz, in: [5], Randnummer 63f., mit weiteren Nachweisen.

[7] OLG Düsseldorf IBR 2011, 467.

[8] Fuchs, in: Jahrbuch Baurecht 2009, Seite 45 ff., Düsseldorf.

SIKA ACRYLATGELE FÜR ANSPRUCHSVOLLSTE ANWENDUNGEN

HOCHWERTIGE ABDICHTUNG MIT SIKA ACRYLATGELEN

- **HOHE SICHERHEIT**
  durch Prüfungen und Zulassungen – abZ und abP
- **DAUERHAFTE ABDICHTUNGEN**
  durch nachgewiesene Langzeitbeständigkeit
- **ERHÖHTE UMWELTFREUNDLICHKEIT**
  durch erwiesene Trinkwasserverträglichkeit
- **FLEXIBLE VERARBEITUNG**
  durch Baukastensystem – auf Ihr Projekt abgestimmte Materialzusammenstellung
- **ANWENDERFREUNDLICHE AUSFÜHRUNG**
  durch optimierte Gebindekennzeichnung und Materialeinfärbung

www.sika.de/injektionstechnologie

BUILDING TRUST

Adrian Kainrath, Dipl.-Ing., Dr.techn., Ingenieurbüro Kainrath, Judenburg (A)
Robert Pfeffer, Ing., ZÜBLIN Spezialtiefbau GmbH, Wien (A)
Sven Hoiser, TPH Bausysteme GmbH Österreich, Zwettl (A)

Umweltrelevante und physikalische Eigenschaften von chemischen Injektionsmitteln sowie geeignete Verfahren zu deren Qualitätssicherung

Die Qualität und Eignung des Injektionsmaterials für die spezifische Injektionsaufgabe stellt neben dem Knowhow der ausführenden Firma einen wesentlichen Parameter für das Erreichen des Injektionsziels dar. Im Bereich der chemischen Injektionsmittel steht dem Anwender eine Vielzahl an unterschiedlichen Produkten zur Verfügung. Die Auswahl von geeigneten Injektionsmaterialien muss dabei immer im Hinblick auf das Injektionsziel, die Untergrundeigenschaften und die Randbedingungen erfolgen. Im gegenständlichen Beitrag werden Methoden und Verfahren zur Beurteilung chemischer Injektionsmittel im Hinblick auf deren Relevanz und Auswirkung auf den Injektionserfolg, sowie geeignete Methoden und Nachweise zur Qualitätssicherung vorgestellt. Ziel des Beitrags ist es, die Lücke zwischen Theorie und Praxis in diesem Bereich zu schließen, um dadurch dem Planer bzw. Anwender neue Möglichkeiten zur Beurteilung von chemischen Injektionsmaterialien aufzuzeigen.

1 Allgemein

Chemische Injektionen stellen ein Verfahren dar, das meist dann zur Anwendung kommt, wenn Injektionen unter besonders schwierigen Randbedingungen auszuführen sind bzw. wenn herkömmliche Injektionsmittel an die Grenzen der Anwendbarkeit kommen. Die Bandbreite der am Markt erhältlichen Produkte und Materialtypen hat aufgrund der vermehrten Anwendung von Injektionen in den letzten Jahrzehnten rasant zugenommen. Aufgrund der Vielzahl an unterschiedlichen Materialien sowie der Bandbreite an Einsatzmöglichkeiten kommt den Eigenschaften der Injektionsmaterialien besondere Bedeutung zu. Im gegenständlichen Beitrag werden die ausführungsrelevanten Eigenschaften von chemischen Injektionsmitteln im Hinblick auf die Anwendung zur Baugrundinjektion diskutiert und Möglichkeiten zur Qualitätssicherung vorgestellt.

2 Arten und Einteilung chemischer Injektionsmittel

2.1 Arten

Die große Bandbreite an unterschiedlichen am Markt erhältlichen Materialien erschwert es, eine umfassende Zusammenstellung und Kategorisierung chemischer Injektionsmaterialien zu erstellen. Grundsätzlich können chemische Injektionsmaterialien in folgende Kategorien eingeteilt werden:

- Kolloidale Lösungen (Kieselsole)
- Lösungen auf Wasserglasbasis (Silikatgele)
- Acrylatgele
- Lignine (die im europäischen Raum nicht verwendet werden)
- Polyurethanharze/-schäume
- Silikatharze/-schäume
- Sonstige

2.2 Anwendungsgebiete chemische Injektionsmittel

Der Einsatz und die Anwendung von chemischen Injektionsmaterialien zur Baugrundverbesserung hängen im Wesentlichen von den Baugrundeigenschaften und dem Injektionsziel ab. Da chemische Injektionsmaterialien im Allgemeinen deutlich teurer als zementbasierte Injektionsmaterialien sind, erfolgt deren Einsatz in der Regel gezielter und unter geringerem Materialbedarf. Der Einsatzbereich chemischer Injektionsmaterialien ergibt sich somit aus den Anforderungen, die durch zementbasierte Injektionen nicht mehr oder nur mehr schwer erfüllbar sind. Eindeutiger Vorteil der chemischen Injektionsmaterialien ist, dass es sich bei diesen Materialien um keine partikulären Suspensionen handelt, deren Teilchen im Korngerüst zurückgehalten werden. Viskosität, Gel- und Topfzeit können individuell eingestellt werden und ermöglichen so ein wesentlich gezielteres Injizieren. In Bild 1 sind die Anwendungsgebiete unterschiedlicher Injektionsmittel im Hinblick auf die Kornverteilung der zu injizierenden Böden abgebildet. Die Anwendungsgrenzen nach unten sind vielfach nicht durch die Eindringfähigkeit des Injektionsmittels in den betreffenden feinkörnigen Boden begrenzt, sondern eher durch die geringe Durchlässigkeit, die im Hinblick auf die Injektionszeit die Reichweite der Maßnahme verringert.

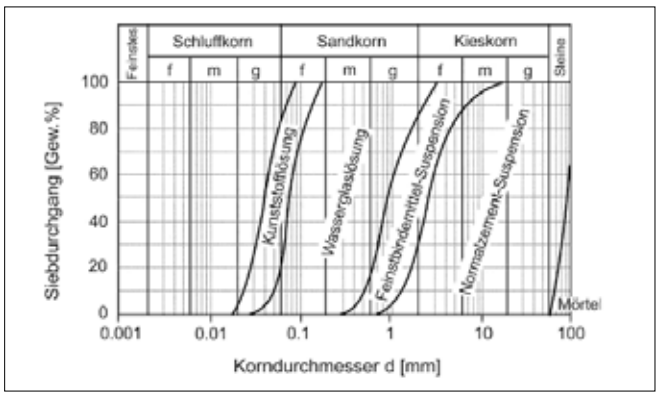


Bild 1 Anwendungsbereiche unterschiedlicher Injektionsmittel, Quelle: [1]

Bei Injektionen im Fels stellt die Kluftweite das maßgebende Kriterium für die Reichweite und Injizierbarkeit dar. Durch geringe Viskositäten von teilweise unter 5 mPa·s, die mit Silikat- oder Acrylatgelen erzielt werden, weist das Injektionsgut kaum Unterschiede in der Fließfähigkeit zu Wasser auf und selbst feinste Wegigkeiten können gezielt abgedichtet werden. Vorteilhaft wirkt sich dabei auch die geringe Oberflächenspannung der Materialien aus.

Ein weiteres Anwendungsgebiet stellen Sonderanwendungen unter besonderen Randbedingungen dar. Sind beispielsweise hohe Wasserdrücke und Fließgeschwindigkeiten im Untergrund vorhanden, so kommen konventionelle Zementinjektionen rasch an ihre Grenzen, während Schäume bzw. Harze unter derartigen Einsatzbedingungen optimal geeignet sind. In **Tabelle 1** findet sich eine Aufstellung über Einsatzbereiche und Eignung chemischer Injektionsmittel.

2.3 Kosten

Die Kosten je Kubikmeter Injektionsgut sind bei chemischen Injektionsmitteln erwartungsgemäß höher als bei zementbasierten Injektionsmitteln. In **Tabelle 2** sind Richtkosten für unterschiedliche chemische Injektionsmittel in Relation zu einer Zementinjektion angeführt. Anzumerken ist dabei, dass die erforderlichen Verpressmengen bei chemischen Injektionsmitteln im Allgemeinen aufgrund der guten Steuerbarkeit geringer sind als bei zementbasierten Injektionen. In der Aufstellung unberücksichtigt ist die Volumenvergrößerung, die bei Schäumen ein wesentlicher Faktor ist.

2.4 Physikalische Eigenschaften

Die physikalischen Eigenschaften charakterisieren im Wesentlichen das Injektionsmittel und definieren den Einsatzzweck sowie die Anwendungsgrenzen. Nachfolgend sind die für die Anwendung wesentlichen physikalischen Kennwerte und Prüfungen angeführt. Weiterführende Informationen finden sich dazu auch in [2, 3, 4].

2.5 Dichte

Bei der Dichte chemischer Injektionsmittel ist zu unterscheiden zwischen der Dichte der einzelnen Komponenten und der Dichte des fertigen Gemisches (Mischdichte). Gele, die üblicherweise über einen hohen Wasseranteil verfügen, besitzen eine Dichte knapp über 1,0 g/cm³ – ähnlich zu Wasser. Schäume und Harze weisen demgegenüber deutlich höhere Dichten auf. Im Gegensatz zu zementbasierten Injektionsmischungen ermöglicht bei chemischen Injektionsmitteln die Dichte keine klare Aussage und Kontrolle über das Mischungsverhältnis. Bei volumenbezogenen Mischungsangaben ist die Kenntnis der Dichte der Einzelkomponenten jedoch sehr hilfreich zur Umrechnung auf die notwendigen Massen der Einzelkomponenten.

Bei der Beprobung von Injektionskörperproben ist die Feuchtdichte ein geeigneter Kennwert, um Porenverfüllgrade bzw. den Anteil an Injektionsgut im Boden zu ermitteln.

2.6 Viskosität

Die Viskosität entscheidet maßgebend über die Fließfähigkeit und über die Eindringfähigkeit eines Injektionsmittels in den Untergrund. Grundsätzlich gilt: je höher die Viskosität, desto höher ist der Widerstand gegenüber der Fortbewegung (Eindringung) im Untergrund und desto größer ist der benötigte Druck, um eine definierte Reichweite zu erzielen. **In Tabelle 3** sind Richtwerte für die Viskosität unterschiedlicher chemischer Injektionsmittel angeführt.

Chemische Injektionsmittel – insbesondere Gele – sind Newton´sche Fluide. Das bedeutet, dass diese Stoffe im Gegensatz zu zementbasierten Injektionsmitteln über keine

Tabelle 1 Einsatzbereiche unterschiedlicher chemischer Injektionsmittel nach USACE, Quelle: [2]

	Silikate	Acrylate	Lidnine	Urethane	Harze
Bodenverfestigung	H	H	H	S	S
Abdichtung	H	H	H	T	S
Betoninstandsetzung	T	T	T	H	H
Kanalsanierung	T	T	T	H	H
Verstärkungsmaßnahmen/ Lastumlagerungen	T	T	T	H	T
Ankerverpressung	S	S	S	T	H
H... häufig eingesetzt, T... teilweise eingesetzt, S... selten eingesetzt					

Tabelle 2 Richtkosten für unterschiedliche Injektionsmittel je Kubikmeter fertiges Injektionsgut

	Kosten/m³ von	bis
Zement	1	
Feinstbindemittel	8	20
Silikatgele (Weichgele)	3	5
Kieselsole	8	25
Acrylatgele	23	90
Silikatharze/-schäume*	60	140
Polyurethanharze/-schäume*	70	130
*ohne Berücksichtigung des Schaumfaktors (Volumenvergrößerung um das 5 bis 80-fache)		

Tabelle 3 Richtwerte der Viskosität unterschiedlicher chemischer Injektionsmittel

Injektionsmittel	Viskosität [mPa·s]
Silikatgele (Weichgele)	1,1 – 5
Kieselsole	1,1 – 2
Acrylatgele	2,5 – 15
Schäume	> 100
Harze	> 70

Fließgrenze verfügen und die Scherrate (Fließgeschwindigkeit) direkt proportional zur aufgebrachten Schubspannung (Druck) ist. Muss bei zementbasierten Injektionsmitteln erst eine Mindestspannung (Überschreiten der Fließgrenze) aufgebracht werden um Fließen einzuleiten, tritt bei chemischen Injektionsmitteln schon bei kleinsten Schubspannungen (Drücken) der Fließprozess ein (**Bild 2**). Die Eindringfähigkeit in den Untergrund ist daher wesentlich besser, verbunden mit einer höheren Reichweite und geringeren Drücken. Je feinkörniger die Böden und je geringer die Rissweiten des zu injizierenden Untergrundes sind, desto geringer sollte die Viskosität sein, um eine möglichst gute Eindringung und Reichweite zu erzielen. Dem gegenüber steht jedoch, dass mit Abnahme der Viskosität die Neigung zur Durch- und Entmischung mit Wasser zunimmt und bei offenen Strukturen im Untergrund (hohe Durchlässigkeiten, große Kluft- und Rissweiten) ein unkontrolliertes Abfließen des Injektionsmittels erfolgen kann. Die Produktauswahl im Hinblick auf die Viskosität sollte daher immer im Zusammenhang mit den Eigenschaften des zu injizierenden Untergrundes (Durchlässigkeit, Wasserandrang, Strömungsverhältnisse etc.) erfolgen.

Die Messung der Viskosität bei chemischen Injektionsmitteln erfolgt in der Regel mit einem Rotationsviskosimeter, wobei ein Zylinder in einem Becher mit der zu messenden Flüssigkeit rotiert und das dafür benötigte Drehmoment gemessen wird. In **Bild 3** ist das Systemprinzip dargestellt. Über Systemfaktoren aus der Geometrie des Messsystems (Ringspaltbreite, Zylinderabmessungen), dem Drehmoment und der Drehzahl ergeben sich die in **Bild 4** exemplarisch dargestellten Messkurven. Das Schergefälle ist proportional zur Umdrehungszahl und die Schubspannung ergibt sich aus dem Drehmoment und der Zylinderoberfläche. Der Verlauf bzw. die Steigung dieser Gerade entspricht der Viskosität.

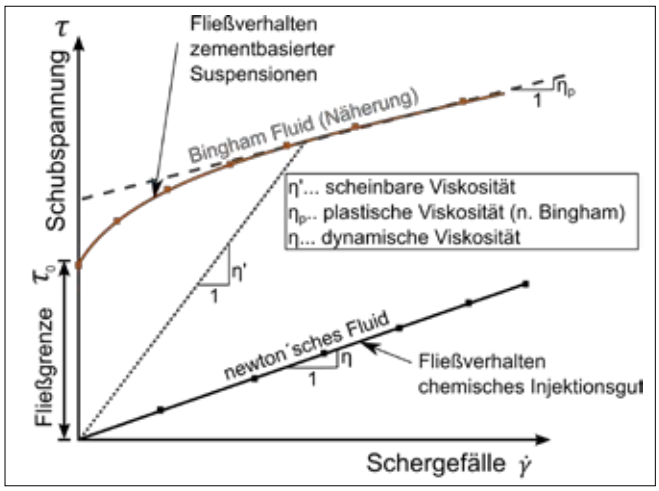


Bild 2 Viskositätskurven chemischer und zementbasierter Injektionsmittel, Quelle: [5]

Da bei chemischen Injektionsmitteln die Viskosität von der Temperatur und der Zeit abhängt, sind diese Faktoren bei der Prüfung zu berücksichtigen. Üblicherweise erfolgt die Messung der Viskosität (und der anderen physikalischen Eigenschaften) bei einer Temperatur von 20°C. Sinnvoll sind jedoch auch – speziell bei unbekannten Produkten – Messungen bei niedrigeren Temperaturen (z. B. 10°C), um den Einfluss der Temperatur abschätzen zu können. Ein Qualitätskriterium für Produkte ist, dass die Viskosität über die gesamte durch die Topfzeit vorgegebene Verarbeitungszeit konstant ist und danach möglichst rasch ansteigt. Nach Erfahrung des Autors hat sich gezeigt, dass eine Messung der Viskosität über die Zeit wichtig für die Beurteilung der Materialeignung ist. In **Bild 5** ist ein exemplarischer Viskositäts-Zeitverlauf von einem Acrylatgel dargestellt.

2.7 Reaktionsfähigkeit

Chemische Injektionsmittel basieren auf dem Prinzip, dass eine chemische Reaktion die Struktur und die Eigenschaften des Materials verändern. Der Übergang erfolgt dabei vom flüssigen in den festen bzw. gelartigen Zustand. Die zeitliche Abfolge der Reaktion ist stark temperaturabhängig und wird über das Mischungsverhältnis der einzelnen Komponenten gesteuert. Für die Ausführung relevant ist die Kenntnis der Verarbeitungszeit unter den Randbedingungen der Baustelle (Temperatur, Wasserchemismus, Verfahrenstechnik). In der

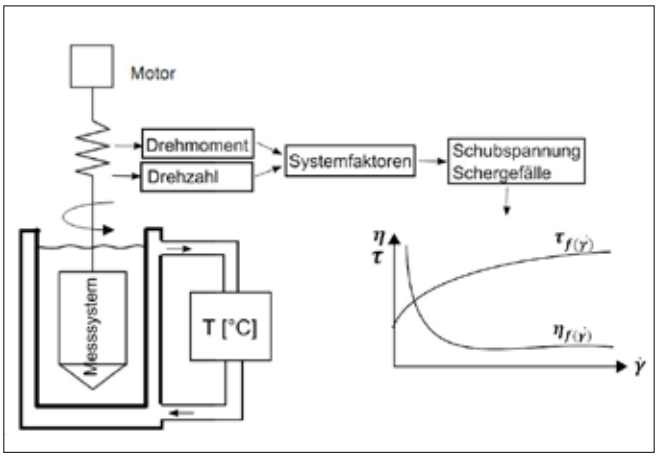


Bild 3 Rotationsviskosimeter Quelle: [5]; links: Messgerät mit Messsystem rechts: Systemprinzip

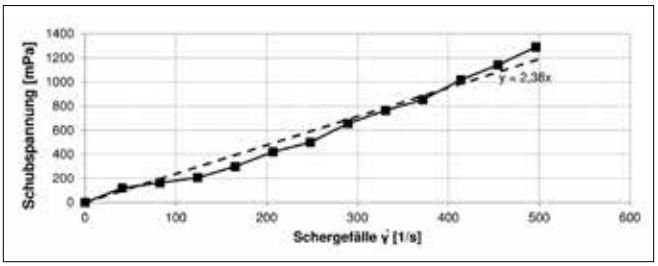


Bild 4 Viskositätskurve am Beispiel eines Acrylatgels

Injektionstechnik üblich sind die Begriffe der Kipp-, Gel- und Topfzeit, wobei angemerkt werden muss, dass keine ganzheitlichen Definitionen in der Normung existieren. Nach Erfahrung des Autors haben sich folgende Begriffsdefinitionen für den Bereich chemischer Injektionsmittel bewährt:

- Kippzeit: Zeitspanne ab Mischbeginn, bei der ein Injektionsmittel im Becher um 90° gekippt nicht mehr ausfließt.
- Gelzeit: Zeitspanne ab Mischbeginn bei vorgegebener Temperatur, ab der die Masse vom flüssigen in den gelierten Zustand übergeht.
- Topfzeit: Verarbeitungszeitspanne ab Mischbeginn bis Erreichen einer festgelegten Viskositätsgrenze. Für Injektionsmittel hat sich nach Erfahrung des Autors als Kennwert die Zeitspanne bis zum Erreichen der 4-fachen Anfangsviskosität bewährt.

Zur Qualitätssicherung und zur Bestimmung der angeführten Kennwerte stehen dem Anwender unterschiedliche Verfahren zur Verfügung. Im Bereich gelartiger Injektionsmittel (Silikat- und Acrylatgele) können die Zeitpunkte sehr gut anhand der Viskositäts-Zeitkurve (vgl. **Bild 5**) oder über Flügelscherversuche bestimmt werden. Die Bestimmung anhand der Reaktionstemperatur ist nur bei Acrylatgelen mit ausgeprägter exothermer Reaktion möglich und weist Unsicherheiten auf. Weit verbreitet auf den Baustellen ist der sogenannte Bechertest zur Bestimmung der Kippzeit. Diese Methode eignet sich jedoch nur zur Kontrolle. Zu beachten ist dabei, dass die Verarbeitungszeit (Topfzeit) immer kürzer als die Kippzeit ist, und dass die Bestimmung nicht immer eindeutig ist. Für Harze schlägt DIN 16945 [6] Methoden zur Bestimmung der Gel- und Topfzeit vor, wobei diese Kennwerte in der Regel nur im Rahmen der Grundsatz- und Eignungsprüfung ermittelt werden. In **Tabelle 4** sind Methoden zur Ermittlung der Kipp-, Gel-, und Topzeiten für verschiedene Arten chemischer Injektionsmittel zusammengestellt; **Bild 6** zeigt gängige Verfahren und Geräte.

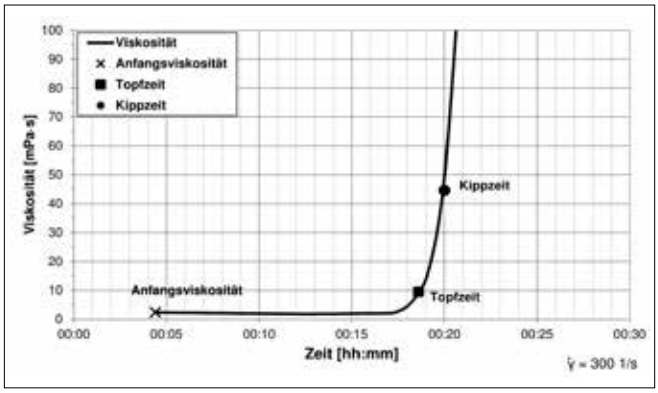


Bild 5 Viskositäts-Zeitverlauf am Beispiel eines Acrylatgels

2.8 Festigkeit

In der Injektionstechnik muss grundsätzlich zwischen der Eigenfestigkeit des ausgehärteten Injektionsmaterials und der Festigkeit des injizierten Untergrundes unterschieden werden. Die Eigenfestigkeit des Injektionsmaterials hängt im Wesentlichen von der Belastungsart und dem Injektionsmaterial ab. Acrylatgele weisen beispielsweise eine gute Haftzugfestigkeit bei gleichzeitig hohen Dehnraten auf. Die Druck- und Scherfestigkeit dieser Materialien ist demgegenüber relativ gering. Harze können Druckfestigkeiten von über 100 MN/m² erreichen, weisen jedoch nur geringe Dehnfähigkeiten auf. In **Tabelle 5** sind geeignete Prüfverfahren für unterschiedliche Materialien angeführt.

Die Festigkeit des Materials im Bodengefüge ist ein wichtiger Kennwert für die Planung und Dimensionierung von Injektionsmaßnahmen. Speziell bei der Anwendung von gelartigen Injektionsmitteln wie Silikatgelen oder Acrylatgelen stellt sich die Frage, welche Festigkeiten im Boden erreicht werden können. Aus bodenmechanischer Sicht kommt es durch die Injektion und die Verfüllung der Poren mit Injektionsgut zu einer Erhöhung der Kohäsion des Bodens. Triaxialversuche an injizierten Sandproben eignen sich gut, um Referenzwerte für bodenmechanische Kennwerte anzugeben. Wichtig ist dabei, dass die Injektionskörperproben durch Injektion des Bodens und nicht durch Vermischen hergestellt werden, da sonst die Struktur des Injektionskörpers nicht mehr vergleichbar mit jener im Baugrund ist (**Bild 7** und **Bild 8**) [5].

2.9 Durchlässigkeit

Chemische Injektionsmittel eignen sich besonders für Abdichtungsmaßnahmen im Untergrund. Die Materialien selbst weisen in der Regel eine sehr geringe Durchlässigkeit (< $1{,}0 \cdot 10^{-9}$ m/s)

Tabelle 4 Methoden zur Ermittlung der Kipp-, Gel-, und Topfzeit

	Gele		Schäume	Harze
	Acrylatgele	Sonstige	–	–
Kippzeit	B[2]	B[2]	B[1]	B[2]
Gelzeit	Visc, FL, T[1,3], V[2]	Visc, V[2], FL	–	GT, V[2]
Topfzeit	Visc, FL, T[1,3]	Visc, FL	–	T, Visc[1], FL[1]
B = Bechermethode V = Visuell Visc = Viskositätsmessung		FL = Flügelscherversuche GT = Geltimer nach DIN 16945 T = Temperaturverlauf		
[1] bedingt einsetzbar, [2] ungenau, [3] begrenzt aussagekräftig				

Tabelle 5 Methoden zur Festigkeitsermittlung bei chemischen Injektionsmitteln

	Gele				Schäume		Harze	
	Acrylatgele		Silikatgele					
Probenart	IM	IK	IM	IK	IM	IK	IM	IK
Druckfestigkeit[1]	–	●[A]	(●)	●[A]	●	●	●	●
Zugfestigkeit[2]	●	●[6]	–	–	●	–	●	–
Haftfestigkeit[3]	●	(●)	–	–	●	–	●	–
Scherfestigkeit	–	●[4]	●[5]	●[4]	–	(●)	–	(●)
IM = ausgehärtetes Injektionsmittel, IK = Injektionskörper								
● = geeignet, (●) = bedingt geeignet/sinnvoll, – = nicht geeignet								

[1] Zylinderdruckfestigkeit in Anlehnung an DIN 4093
[A] Kriechversuche können maßgebend sein vgl. DIN 4093:2015
[2] in Anlehnung an ISO 527
[3] in Anlehnung an EN 1542
[4] Triaxialversuche in Anlehnung an EN ISO 17892-8
[5] Scherflügelversuche in Anlehnung an DIN 4094
[6] Biegezugversuche nach EN ISO 178

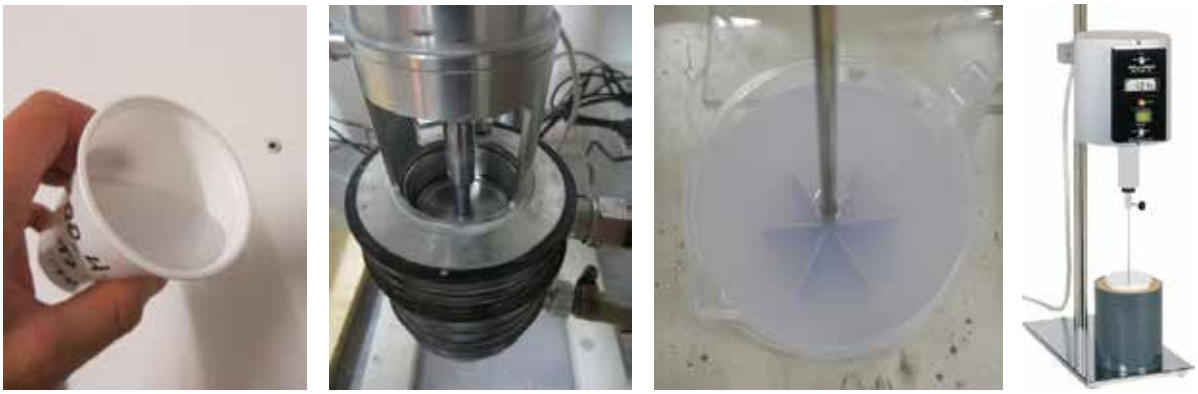


Bild 6 Verfahren und Geräte zur Ermittlung der Kipp-, Gel-, und Topzeit, links: Kipptest; Mitte links: Viskositätsmessung; Mitte rechts: Flügelscherversuch; rechts: Geltimer nach DIN 16945, Quelle: [7]

Bild 7 Herstellung von Injektionskörperproben für bodenmechanische Untersuchungen

Bild 8 Injektionkörperprobe (Acrylatgel) nach dem Triaxialversuch

auf, wobei im Untergrund die erzielte Durchlässigkeit von der Bodenstruktur abhängt, und um zwei bis drei Potenzen geringer anzusetzen ist. Referenzwerte für die Durchlässigkeit des injizierten Bodens lassen sich nach DIN 18130-1 [8] ermitteln, während die Durchlässigkeit des Injektionsmittels nach dem ABI-Merkblatt [3] ermittelt wird.

3 Umwelttechnische Eigenschaften

3.1 Herstellungsspezifische Anforderungen

Der Einsatz chemischer Injektionsmittel erfordert einen korrekten Umgang mit Materialien, Mischungen und Resten in der Ausführung. Grundsätzlich gilt, dass das Mischungsverhältnis der einzelnen Komponenten genau eingehalten und eine gute Durchmischung der Komponenten erzielt werden muss. Nur dadurch wird eine unvollständige Reaktion verhindert. Die Gelzeiten sollten immer so lange wie notwendig und so kurz wie möglich gewählt werden. Speziell bei offenen Fließwegen und stärkerem Wasserandrang sind kürzere Gelzeiten sinnvoll. Zu beachten ist dabei, dass die Gelzeit in der Regel stark temperaturabhängig ist und es speziell bei tiefen Temperaturen zu einer starken Verzögerung bzw. auch zu einer Verhinderung der Reaktion kommen kann. Eine Bestimmung der Gelzeit in Abhängigkeit der Temperatur im Zuge einer Grund- bzw. Eignungssatzprüfung ist daher immer sinnvoll.

3.2 Einfluss des Bodenchemismus

Beim Einsatz chemischer Injektionsmittel ist der Bodenchemismus zu beachten. Insbesondere Verunreinigungen im Grundwasser können zu einer Veränderung der Reaktionszeit bis hin zu einer Unterbindung der Reaktion führen. Injektionsmittel auf Silikatbasis (Kieselsole, Silikatgele) sind dabei wesentlich anfälliger als Acrylatgele, Harze und Schäume. Höhere pH-Werte oder Salze im Grundwasser können speziell bei Silikatgelen zu Problemen mit verkürzten Reaktionszeiten führen. Bei Verdacht auf reaktionsbeeinflussende Inhaltstoffe sind in jedem Fall Versuche mit in situ gewonnenen Bodenproben und Grundwasser durchzuführen.

3.3 Stabilität und Dauerhaftigkeit

Eine der wesentlichen Anforderungen an das Injektionsgut ist die Beständigkeit im Untergrund. Dabei ist wesentlich, dass sich die Struktur und die Eigenschaften des Materials über die Zeit nicht verändern. Bei Silikatgelen spielt die Synärese eine Rolle, bei der Wasser im Laufe der Zeit aus der Struktur des Gels abgegeben wird und es dadurch zu einer Verringerung des Volumens kommt. Die Ausprägung der Wasserabgabe ist im Wesentlichen von der Mischungszusammensetzung abhängig und sollte im Zuge einer Grundsatzprüfung immer untersucht werden. Acrylatgele sind demgegenüber in der Lage zu quellen und begrenzte Mengen an Wasser in die Struktur aufzunehmen. Das Quellvermögen ist je nach Produkt unterschiedlich, wobei für Abdichtungsinjektionen geeignete Gele in der Wasseraufnahme begrenzt sein müssen, um die innere Struktur nicht zu zerstören. Vorteil des Quellens ist, dass eventuell verbleibende Hohlstellen abgedichtet werden. Bei Trocknung wird das eingelagerte Wasser wieder abgegeben und das Volumen verringert sich. Der Vorgang ist reversibel, d. h. bei Wasserzugabe quillt das Material erneut. Zu beachten ist, dass bei allseitigem Raumabschluss ein Quelldruck entsteht.

Die Dauerhaftigkeit und Beständigkeit eines Injektionsmaterials ist im Wesentlichen von den Einwirkungen auf das Material im Untergrund abhängig. Der Nachweis der Dauerhaftigkeit, d. h. der uneingeschränkten Funktionsfähigkeit über eine lange Nutzungsdauer, kann erbracht werden durch Simulation der realen Umgebungsbedingungen über den gewünschten Zeitraum oder über zeitraffende Untersuchungen, bei denen die Einwirkungen verstärkt werden. Grundsätzlich kann jedoch bei den meisten chemischen Injektionsmitteln unter normalen Untergrundbedingungen von einer ausreichenden und langfristigen Dauerhaftigkeit ausgegangen werden. Bestehen Bedenken aufgrund spezieller Untergrundbedingungen, so ist eine Abklärung möglicher negativer Beeinflussungen und ggf. Beständigkeitsuntersuchungen durch Einlagerung von Prismen empfehlenswert. Langzeitversuche an Acrylatgelprismen mit Wasserwechsellagerung und Auslagerung im Erdreich mit einer Versuchsdauer von 16 Jahren haben gezeigt, dass selbst nach dieser langen Zeit keine wesentliche Veränderung in der Struktur und der Festigkeit des Materials festgestellt werden konnten [9].

3.4 Grundwasserverträglichkeit

Grundsätzlich muss für alle Injektionsmittel, die in den Untergrund injiziert werden und damit potentiell in Kontakt mit dem Grundwasser kommen, der Nachweis der Grundwasserverträglichkeit erbracht werden. Der Nachweis muss sowohl für die flüssige Mischung als auch für den ausreagierten Injektionskörper erbracht werden. In Deutschland erfolgt die Bewertung und der Nachweis der Grundwasserverträglichkeit nach der DIBt-Richtlinie „Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser“ [10]. Bewertet werden dabei die Zusammensetzung der Produkte, ihre Wirkung im ausreagierten Zustand sowie die Auswirkung im vorgesehenen Anwendungsfall durch eluierbare Inhaltsstoffe auf das Grundwasser. Als Bewertungsmaßstab dienen dabei Geringfügigkeitsschwellen. Diese definieren eine Konzentration eines anthropogen eingetragenen Stoffes, bis zu der eine räumlich begrenzte Änderung der chemischen Beschaffenheit des Grundwassers als geringfügig einzustufen ist und ab der eine nachteilige Veränderung der Grundwasserbeschaffenheit vorliegt. Die Bauprodukte müssen sich so verhalten, dass nach menschlichem Ermessen unwahrscheinlich ist, dass es in absehbarer Zeit zu einer Grundwasserverunreinigung kommt.

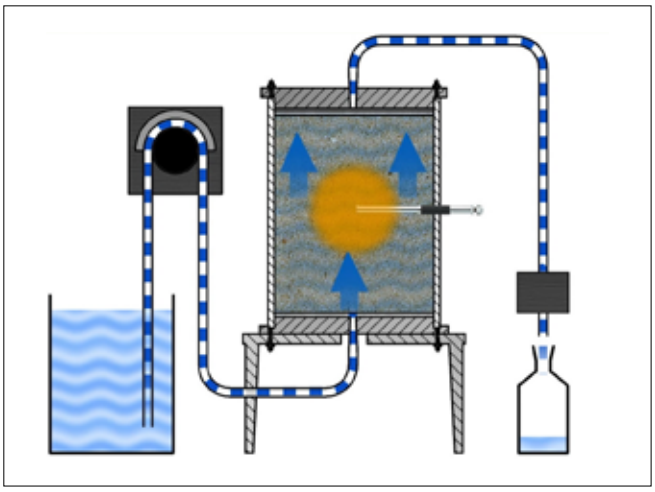


Bild 9 Säulenversuch zur Überprüfung der Grundwasserverträglichkeit

Zur Ermittlung der mobilisierbaren Stoffe kommen Eluationsverfahren zur Anwendung, wobei für Injektionsstoffe Säulenversuche mit inverser Fließrichtung zur Anwendung kommen (**Bild 9**). Das Injektionsgut wird dabei direkt in einen mit Wasser durchströmten Referenzboden (Quarzsand) injiziert. Bei der Durchströmung wird fraktionsweise Eluat abgezogen und allgemein, chemisch sowie biologisch analysiert und bewertet. Steigen die Messwerte während der Injektion und Aushärtung des Injektionsmaterials kurzfristig an, so ist die Voraussetzung für die Umweltverträglichkeit, dass die Messwerte auf die Ausgangswerte des unbelasteten Umströmungswassers abfallen.

4 Qualitätssicherung von chemischen Injektionsmitteln bei Untergrundinjektionen

Bei chemischen Injektionsmitteln lassen sich kaum allgemein gültige Vorgaben im Hinblick auf eine Qualitätssicherung angeben. Dies begründet sich einerseits durch die Vielzahl an unterschiedlichen Produkten und Eigenschaften, andererseits aber auch an den unterschiedlichen Einsatzzwecken und Anforderungen an die Injektionsmaterialien. Eine Qualitätssicherung sollte daher immer spezifisch auf die Produkte, deren Einsatzzweck sowie die Anforderungen abgestimmt sein. Die Prüfung sollte immer als Ergänzung und Bestätigung gesehen werden und im Aufwand die Injektionsarbeiten nicht behindern.

In der Normung wird zwischen Grundsatz-, Eignungs- und Kontrollprüfung unterschieden. Die Grundsatzprüfung dient zum Nachweis der grundsätzlichen Eignung des Materials, unabhängig vom spezifischen Einsatzzweck. Meist ist die Grundsatzprüfung durch die in den Produktdatenblättern angeführten Kennwerte und Prüfungen abgedeckt. Die Eignungsprüfung dient zum Nachweis der Eignung für die jeweilige Aufgabenstellung unter den projektspezifischen Randbedingungen (Wasserchemismus, Festigkeit etc.). Die Kontrollprüfung soll sicherstellen, dass die geforderten Eigenschaften während der Ausführung erreicht werden. Der Prüfaufwand sowie die zu prüfenden Parameter sind dabei gegenüber der Grundsatz- und Eignungsprüfung deutlich kleiner. In der Regel beschränkt sich daher die Kontrollprüfung auf der Baustelle auf die Messung der Temperaturen (Komponenten + Mischung), pH-Wert, die Kontrolle der Reaktionszeit sowie die Entnahme von Rückstellproben (**Bild 10**). Bei großen Bauvorhaben mit hohen Injektionsvolumina sind Datenbanksysteme zur Erfassung und Protokollierung der Messdaten eine sinnvolle und zeitsparende Alternative [11]. Derzeit laufen Entwicklungsarbeiten mit dem Ziel, wesentliche Kennwerte automatisch zu prüfen und zu dokumentieren [12]. Dadurch soll in Zukunft eine umfassende und nachvollziehbare Qualitätssicherung und Dokumentation der im Baugrund eingebrachten Injektionsmittel ermöglicht werden.

ZÜBLIN

KONFORMITÄTSSPRÜFUNG KPC-P2

Datum: 24.08.2016
Projekt:
Baulos:
Bauteil: -

Chemische Injektionsmaterialien

Lfd. Nummer		4	5	6
Prüfnummer		KP-200_1_1-160824-1240	KP-200_1_1-160824-1433	KP-200_1_1-160824-1607
Mischungsbezeichnung		200_1_1	200_1_1	200_1_1
Materialbezeichnung		[redacted]	[redacted]	[redacted]
Anteil B-Komponente	[% v. A1]	12,5	12,5	12,5
Zusatzmittel	[%]	-	-	-
Färbemittel	[%]	-	-	-
Versuchsdatum	[-]	24.08.2016	24.08.2016	24.08.2016
Temperatur Komponente A	[°]	13,1	13,3	16,6
Temperatur Komponente B	[°]	12,9	13,2	17,4
Leitfähigkeit Wasser	[µS/cm]	-	-	-
Mischbeginn Charge	[hh:mm]	12:35	14:28	15:03
Entnahmezeitpunkt	[min]	12:40	14:33	15:07
Temperatur der Mischung	[°]	18,7	15,2	21,3
Dichte				
Dichte	[g/cm³]	1,09	1,09	1,10
Viskosität				
Messsystem	Typ	HAAKE VT550 - MV1	HAAKE VT550 - MV1	HAAKE VT550 - MV1
Viskosität	[mPa s]	2,590	2,370	1,298
Kippzeit				
Kippzeit im Becher	[hh:mm]	02:10	02:22	02:28
Synäresewasserbildung				
Gelierende		-	nein	-
Anmerkungen				

Bild 10 Beispiel eines Prüfprotokolls für die Kontrollprüfung

Literatur

[1] Kutzner, C., Injektionen im Baugrund, Spektrum Akademischer Verlag, 1991.
[2] USACE EM 1110-1-3500: Chemical Grouting, 1995.
[3] ABI-Merkblatt: Abdichten von Bauwerken durch Injektion, STUVA, 2008.
[4] Karol, R., Chemical grouting and soil stabilization, 2003.
[5] Kainrath, A., Injektionen im Lockergestein, Dissertation, TU Wien, Institut für Geotechnik, 2017.
[6] DIN 16945: 1989-03, Reaktionsharze, Reaktionsmittel und Reaktionsharzmassen; Prüfverfahren.
[7] H. Saur Laborbedarf, Produktdatenblatt Gelnorm TC.
[8] DIN 18130-1:1998-5, Baugrund - Untersuchung von Bodenproben; Bestimmung des Wasserdurchlässigkeitsbeiwerts - Teil 1: Laborversuche.
[9] MFPA Leipzig, Prüfbericht Nr. PB 5.1/14-441: Verhalten des Acrylatgels Rubbertite der Fa. TPH Bausysteme GmbH nach etwa 16-jähriger Wasserwechsellagerung und Auslagerung im Erdreich.
[10] DIBt: Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser, 2011.
[11] Winkler, L., Ouschan, M., Zukunftsfragen der Dokumentation und Datenverwaltung im Spezialtiefbau, Kolloquium Zukunftsfragen des Baubetriebs, Wien, 2018.
[12] Maroschek, P., Winkler,. L., Kainrath, A., Forschungsprojekt Qualitätssicherung im Tiefbau 4.0.

renesco® Geotechnik

marti

ZEMENTÖSE UND CHEMISCHE INJEKTIONEN

Mit umfassender Qualitätssicherung durch automatische Steuerung der Injektionen und digitalem Datenmangement:

- Konsolidierungs- und Abdichtungsinjektionen
- Dichtschotts
- Hebungsinjektionen
- Passive Vorspannung
- Weichgelsohlen
- Staudamminjektion
- Stoppen von Wassereinbrüchen im Tunnelbau

www.renesco.com

Günther Schalk, Prof. Dr. jur., TOPJUS Rechtsanwälte Kupferschmid & Partner, Schrobenhausen (D)

Injektionen als Nebenangebote und Sondervorschläge – Chancen und Risiken

Nebenangebote eröffnen sowohl für Auftraggeber als auch Bieter zahlreiche Vor- und Nachteile. Sie ermöglichen Baufirmen, nicht nur mit dem günstigsten Preis im Hauptangebot zu punkten, sondern mit Spezialwissen eine günstigere technische Alternative anbieten zu können. Der Auftraggeber kann auf diese Weise sein Bauvorhaben möglicherweise schneller und kostengünstiger realisieren. In der Vergabephase hat der Bieter vor allem auf eine klare und umfassende Leistungsbeschreibung seines Nebenangebots zu achten. Ein entscheidendes Kriterium ist die Gleichwertigkeit mit dem Amtsentwurf, die in der Praxis vielfach zu Diskussionen und Ablehnungen von Nebenangeboten führt. In der Ausführungsphase führt ein beauftragtes Nebenangebot nicht zu einer kompletten Verschiebung aller Risiken zum Auftragnehmer. Dieser übernimmt zwar grundsätzlich das Planungsrisiko, haftet letztlich aber nur für die Risiken, die er mit seinem Nebenangebot erst begründet oder erhöht hat.

1 Einleitung

Der Begriff „Nebenangebot" überdeckt auf den ersten Blick die tatsächliche Bedeutung in Baupraxis und Baurecht. Begriffe mit der Vorsilbe „Neben-" beschreiben regelmäßig etwas, das eher als unwichtig eingestuft wird („Nebensache", „Nebengebäude", „Nebenstraße" oder „Nebenleistung" gemäß den Abschnitten 4.1 aller Allgemeinen Technischen Vertragsbedingungen (ATV) der VOB Teil C). Dabei spielt das Nebenangebot im Bauwesen – insbesondere im (Spezial-)Tiefbau – alles andere als nur eine untergeordnete Nebenrolle: In der Angebotsstrategie des Bieters steht es vielfach im Brennpunkt der vergaberechtlichen Praxis, um sich den möglicherweise entscheidenden Wettbewerbsvorteil gegenüber den Mitbietern zu erarbeiten. Nebenangebote sind das „Salz in der Suppe" im Wettbewerb um die Vergabe eines Bauauftrags. Bei Bauvorhaben, unabhängig von deren Dimension und Auftragsvolumen, stellt nicht selten ein Nebenangebot eines Bieters die Weichen für die Ausführung in eine völlig andere Richtung als vom Auftraggeber vorgeschlagen. Gerade Injektionen jeder Art sind in der Praxis sehr häufig Gegenstand von Nebenangeboten.

Chancen und Risiken ergeben sich sowohl für den Auftraggeber als auch für den Bieter/Auftragnehmer bereits im Vergabeverfahren und erst recht im Zeitraum der Ausführung, wenn die Interessen von Bauherr, Baufirma, Planer und Sonderfachleuten aufeinanderprallen.

2 Definition: Was ist ein „Nebenangebot"?

Ein Nebenangebot liegt immer dann vor, wenn ein Bieter mit seinem Angebot inhaltlich von den vom Auftraggeber in dessen Verdingungsunterlagen vorgegebenen Leistungen (Amtsentwurf) abweicht, soweit es sich nicht nur um eine Abweichung von den technischen Spezifikationen im Sinne des § 7 Abs. 3 VOB/A handelt[1]. Die inhaltliche Abweichung kann sich dabei auf die Leistung selbst, die Rahmenbedingungen des Vertrags oder die Abrechnung beziehen. Unerheblich sind dabei Grad, Umfang und Bedeutung der inhaltlichen Abweichung. Synonym für das Nebenangebot werden die Begriffe „Änderungsvorschlag", „Sondervorschlag", „Variante" oder „Alternative" verwendet[2].

3 Das Nebenangebot im Baubetrieb

Die Bauwirtschaft liefert sich selbst in der aktuellen Phase der Hochkonjunktur nach wie vor nicht selten einen oft ruinösen Kostenwettbewerb. Die Preise steigen zwar, sind aber nach wie vor vielfach kaum auskömmlich. Die Auftraggeber dagegen sind nach wie vor oft (zu?) wählerisch, sortieren Nebenangebote übervorsichtig aus und laufen Gefahr, Vergabeverfahren aufheben zu müssen, weil sie gar kein annehmbares Angebot mehr vorliegen haben. Umso mehr sind Bauunternehmen bestrebt, sich mit einem möglichst attraktiven, wirtschaftlichen Angebot aus der Masse der Bieter hervorzuheben. Bei einem Nebenangebot zählt nicht allein der Preis, sondern üben zusätzliche Kriterien Einfluss auf die Wettbewerbsentscheidung aus. Nebenangebote schaffen insoweit mehr Flexibilität und eröffnen Spielräume für einen qualitativen Leistungswettbewerb als Gegenstück zu einem reinen Preiswettbewerb[3].

Entscheidende Vorteile bringt ein Nebenangebot – sofern es störungsfrei und erfolgreich realisiert wird – vor allem für den Auftraggeber. Er kann das Knowhow eines Bieters für sich nützen und sein Bauvorhaben auf diese Weise regelmäßig schneller, kostengünstiger (bezogen auf die Herstellungskosten, aber u. U. auch auf Folgekosten in Form eines geringeren Wartungs- oder Unterhaltungsaufwands), in innovativerer Art und Weise und mit weniger Risiken umsetzen, da in der Regel

1 Schalk, Rdn. 17 ff; OLG Düsseldorf, Beschl. v. 09.03.2011, Verg 52/10;
2 Schalk, Rdn. 31 ff.; VK Hessen, Beschl. v. 30.09.2009, 69d-VK-32/2009;
3 Schweda in VergR 2003, 268; Leimböck, S. 119;

ein Großteil der Planungsverantwortung beim Nebenangebot auf den Auftragnehmer übergeht. Er hat aber auch mehr Aufwand bei der Angebotsprüfung, da er nicht nur Preise der Hauptangebote zu prüfen hat, sondern auch ihm bis dahin nicht bekannte abweichende Leistungskonzepte. Der Auftraggeber hat potenziell auch höhere finanzielle Folgerisiken, wenn sich etwa bei der Ausführung herausstellt, dass durch das Nebenangebot in anderen Leistungsteilen zusätzliche oder geänderte Leistungen nötig werden oder aber sich nach Jahren erst zeigt, dass ein neuartiges Bauverfahren aus einem Nebenangebot weniger „haltbar" ist als der Amtsentwurf.

Für den Bieter bildet das Nebenangebot eine entscheidende Möglichkeit, sich im Wettbewerb von den Mitbietern abzuheben. Insbesondere mittelständische und spezialisierte Bauunternehmen, die auf Grund ihrer Struktur im reinen Preiswettbewerb um Aufträge oft kaum bestehen können, haben durch Diversifizierung und Spezialisierung eine Chance, ihre Position im Vergabeverfahren durch eine besonders kreative und/oder innovative Lösung der gestellten Bauaufgabe zu verbessern und dadurch einen Auftrag zu erlangen. Im Gegenzug verursacht die Ausarbeitung eines Nebenangebots für einen Bieter zeitlichen und finanziellen Mehraufwand innerhalb der ohnehin regelmäßig nur sehr kurzen Zeit bis zur Angebotsabgabe: Der Bieter muss nicht nur den bereits feststehenden Leistungskatalog im Amtsentwurf kalkulieren und bepreisen, sondern zusätzlich für sein Nebenangebot Planungsleistungen vorschalten. Zudem übernimmt er grundsätzlich das Planungsrisiko.

4 Kernprobleme im Vergaberecht

Im europäischen wie im nationalen Vergaberecht gibt es eine Reihe von Vorschriften zur Handhabung von Nebenangeboten im Vergabeverfahren. National ist vor allem die VOB Teil A von praktischer Bedeutung. Im Folgenden können nur einige besonders praxisrelevante Kernprobleme herausgegriffen werden.

4.1 Zulassung von Nebenangeboten

Bevor sich ein Bauunternehmen die Mühe macht, einen Sondervorschlag im Rahmen einer öffentlichen Ausschreibung anzubieten, sollte es als erstes prüfen, ob der Auftraggeber im konkreten Vergabeverfahren überhaupt Nebenangebote zugelassen hat[4]. Sind Nebenangebote nicht zugelassen und der Bieter reicht dennoch ein solches ein, hat er nicht nur das Risiko, sondern die Sicherheit, dass der Auftraggeber es nicht werten darf.

4.2 Leistungsbeschreibung im Rahmen von Nebenangeboten

Der öffentliche Auftraggeber ist verpflichtet, seine Leistung im Amtsentwurf „eindeutig und so erschöpfend zu beschreiben, dass alle Bewerber die Beschreibung im gleichen Sinne verstehen müssen und ihre Preise sicher und ohne umfangreiche Vorarbeiten berechnen können". Um eine „einwandfreie Preisermittlung zu ermöglichen", hat er alle diese beeinflussenden Umstände in den Verdingungsunterlagen anzugeben. So steht es unter anderem in § 7 Abs. 1 VOB/A. Was aber hat die Baufirma zu tun, wenn sie ein Nebenangebot einreicht?

Grundsätzlich fällt es in die Risikosphäre des Bieters, ein Nebenangebot so zu beschreiben, dass der Auftraggeber es nicht nur versteht, sondern dass er vor allem möglichst ohne Umschweife überzeugt ist davon, dass das Nebenangebot für ihn Vorteile gegenüber dem Amtsentwurf – und weiter, dass der Auftraggeber ohne großen Aufwand für sich (und für die Vergabeakte, die später Gegenstand eines möglichen Nachprüfverfahrens sein wird...) feststellen, sich überzeugen und dokumentieren kann, dass das Nebenangebot gleichwertig mit dem ausgeschriebenen Amtsentwurf ist[5]. Insoweit liegt die Verantwortung für die Vollständigkeit, Klarheit und Eindeutigkeit der Unterlagen allein beim Bieter[6]. Dazu ist grundsätzlich eine klare, in sich geschlossene, übersichtliche Beschreibung des Leistungsinhalts durch den Bieter erforderlich[7]. Der Bieter muss sein Nebenangebot so klar und deutlich abfassen, dass der Auftraggeber allein auf Grund dieser Angaben nachprüfen kann, ob es gleichwertig ist und den gestellten Mindestanforderungen genügt. Der Auftraggeber ist insoweit nicht zu einer Aufklärung verpflichtet[8]. Es muss auch erkennbar sein, welche Positionen des Amtsentwurfs durch das Nebenangebot ersetzt oder geändert werden und welche unverändert bleiben[9].

Verbleiben Unklarheiten – bleibt etwa dem Bieter die theoretische Möglichkeit, unter mehreren verschiedenen Ausführungsarten zu wählen – ist die Leistungsbeschreibung nicht hinreichend konkret und das Nebenangebot damit nicht wertbar[10]. Im Rahmen eines Aufklärungsgesprächs gemäß § 15 VOB/A bestehen nur sehr eingeschränkte Möglichkeiten einer Erläuterung; insbesondere darf der Angebotsinhalt nicht mehr nachträglich abgeändert werden[11].

4.3 Wertung von Nebenangeboten

Hat ein Auftraggeber Nebenangebote zugelassen, muss er sie auch werten. Neben dem „normalen" Wertungsablauf im Vergabeverfahren sind zusätzlich fünf Stufen für die Prüfung des Nebenangebots nötig:

- Stufe 1: Nebenangebote zugelassen?
- Stufe 2: Mindestanforderungen des Auftraggebers erfüllt?
- Stufe 3: Nachweis der Gleichwertigkeit durch den Bieter ausreichend erbracht?
- Stufe 4: Objektive Gleichwertigkeit des Nebenangebots mit dem Hauptangebot?
- Stufe 5: Wirtschaftlichkeitsvergleich mit dem wirtschaftlichsten Hauptangebot bzw. anderen Nebenangeboten

Praktisch bedeutendstes Kriterium bei der Wertung von Nebenangeboten ist dabei die *Frage der quantitativen und qualitativen Gleichwertigkeit mit dem Hauptangebot*[12]. Ein abweichender Bietervorschlag kann nur dann zum Zug kommen, wenn er unter Abwägung aller Gesichtspunkte wie Preis, Ausführungsfrist, Betriebs- und Folgekosten, Gestaltung und

4 Ausführlich: Schalk, Rdn. 236 ff.;

5 Schweda in: VergR 2003, 276;
6 BayObLG, VergR 2003, 70 f.;
7 VK Schleswig-Holstein, Beschluss vom 05.08.2004, VK-SH 19/04; VK Nordbayern, Beschluss vom 21.05.2003, 320.VK-3194-14/03;
8 OLG Koblenz, Beschl. v. 02.02.2011, 1 Verg 1/11
9 OLG Brandenburg, VergabeR 2003, 70 f.; Gehlen, in: NZBau 2002, 660 f.;
10 BayObLG, Beschluss vom 24.10.2000, Verg 6/00; Vergaberechtsreport 11/2000, 3;
11 BayObLG, VergR 2002, 286 ff.; VK Mecklenburg-Vorpommern, Beschluss vom 27.11.2001, 2 VK 15/01; Schweda in: VergR 2003, 277;
12 U.a. VK Sachsen, Beschluss vom 09.01.2006, 1/SVK/149-05; VK Hessen, Beschluss vom 01.11.2005, 69 d VK-68/2005; VK Bund, Beschluss vom 26.03.2002, VK 1-07/02;

Rentabilität technisch und wirtschaftlich mit dem Amtsentwurf zumindest gleichwertig ist[13].

Qualitative Gleichwertigkeit eines Nebenangebots mit dem Amtsentwurf setzt zunächst voraus, dass der vom Auftraggeber mit der ausgeschriebenen Leistung verfolgte Zweck erreicht wird[14]. Ein Nebenangebot muss (mindestens) den Standard erreichen, der von der Leistung aus dem Amtsentwurf erzielt worden wäre[15]. Weicht es nach unten ab, fehlt die Gleichwertigkeit (z. B. Holz- statt Stahlbetonweise; Brückengeländer aus „normalem" Stahl statt aus Edelstahl; Verkleidung aus Pressholzplatten statt aus Echtholz[16]). Dabei ist nicht nur der Herstellungsprozess an sich zu bewerten, sondern auch Folgeerscheinungen während der kalkulierten Lebensdauer des Bauwerks[17]. Ist das Nebenangebot etwa störungsanfälliger, verursacht es größeren Wartungsaufwand oder unterliegt es höherem Verschleiß, ist es nicht qualitativ gleichwertig[18].

Darüber hinaus muss ein Nebenangebot auch *quantitativ gleichwertig* mit dem Amtsentwurf sein. Das ist nicht der Fall, wenn es einen geringeren Leistungsumfang hat als im Amtsentwurf vorgesehen[19]. Besteht die einzige Abweichung des Nebenangebots gegenüber dem Hauptangebot darin, dass der Bieter die Mengenansätze des Hauptleistungsverzeichnisses reduziert, liegt ein so genanntes *„Abmagerungsangebot"* vor, das aus der Wertung auszuschließen ist[20]. Beispiele: Der Auftraggeber schreibt für Bodenaushub 15 % Bodenklasse 6 aus; ein Bieter reduziert den Ansatz ohne Erläuterung auf 10 % und erzielt so einen niedrigeren Preis.

Ein Nebenangebot kann jedoch trotz Mengenreduzierung gleichwertig sein – etwa, wenn der Amtsentwurf erkennbar Überkapazitäten enthält, und ein Bieter mit seinem Nebenangebot den geschuldeten Erfolg mit einem geringeren Aufwand anbietet. Er bietet in diesem Fall denselben, insoweit nicht „abgemagerten" Leistungsumfang wie der Amtsentwurf an, erreicht diesen aber mit weniger Aufwand[21]. Eine Massenreduzierung ohne jegliche Erläuterung genügt allerdings den Anforderungen an die quantitative Gleichwertigkeit nicht[22]. Der Bieter muss die verringerten Mengenansätze in seinem Nebenangebot ausreichend kenntlich machen sowie umfassend erläutern und begründen, auf welche Weise er den ausgeschriebenen Erfolg auch mit geringeren Mengen- oder Massenansätzen erreichen will. Die Gleichwertigkeit des Nebenangebots mit dem Hauptangebot muss dabei nicht in allen Teilleistungen bestehen. Sinn und Zweck des Nebenangebots ist es ja gerade, dass im Wege der technischen Innovation auch neuartige, andere alternative Bauverfahren und Baumaterialien erfolgreich angeboten werden können.

13 Marbach in: Festschrift für Vygen, S. 243f.; Lampe-Helbig/Wörmann, Rdn. 284;
14 OLG Koblenz, VergabeR 2003, 74; VK Schleswig-Holstein, Beschluss vom 17.03.2006;
15 OLG Jena, Beschluss vom 18.03.2004, 6 Verg 1/04; VK Schleswig-Holstein, Beschluss vom 17.03.2006, VK-SH 2/06; VK Nordbayern, Beschluss vom 06.04.2004, 320.VK-3194-09/04;
16 OLG Hamm, Beschluss vom 25.10.2005, 24 U 39/05; VK Baden-Württemberg, Beschluss vom 02.08.2005, 1 VK 43/05;
17 VK Brandenburg, Beschluss vom 26.03.2002, VK 3/02; VK Schleswig-Holstein, Beschluss vom 19.01.2005, VK-SH 37/04;
18 Vgl. auch VK Baden-Württemberg, Beschluss vom 29.10.2002, 1 VK 50/02;
19 VK Nordbayern, Beschluss vom 30.09.2004, 320.VK-3194-39/04;
20 OLG Hamm, Beschluss vom 18.03.2004, 6 Verg 1/04; VK Baden-Württemberg, Beschluss vom 02.08.2005, 1 VK 43/05; VK Südbayern, Beschluss vom 09.09.2003, 38-08/03;
21 VK Baden-Württemberg, Beschluss v. 23.02.2004, 1 VK 3/04;
22 OLG Bremen, Beschluss vom 04.09.2003, Verg 5/2003; ZfBR 2004, 91 f;

5 Chancen und Risiken im Rahmen der Ausführung

Mit der Beauftragung des Nebenangebots wird dessen Inhalt vertraglicher Leistungsumfang[23]. Damit stellt sich auch für diesen Fall die Frage: Was ist vertraglich geschuldete Leistung – und was und vor allem warum ist ggf. geändert oder zusätzlich auszuführen?

Finden sich im Vertrag mit einem Nebenangebot ausdrückliche Regelungen zur Verteilung bestimmter Risiken und möglicher Folgeerscheinungen, die aus der Beauftragung des Nebenangebots resultieren können, haben diese Vorrang[24]. Ist keine Regelung wirksam vereinbart, gelten die allgemeinen Risikoverteilungsregeln u. a. aus §§ 631, 644, 645 BGB. Den Vertragspartnern ist insoweit zu empfehlen – im Interesse sowohl des Auftraggebers als auch des Auftragnehmers – bereits zumindest für die Mehrzahl der denkbaren Fälle vertraglich „vorzusorgen", indem sie ausdrückliche Vertragsregelungen treffen, wie Risiken in Folge der Beauftragung des Nebenangebots zwischen den Bauvertragsparteien im Falle einer Störung der Bauausführung aufgeteilt werden sollen[25].

Ein Nebenangebot wirkt sich auf die Rollenverteilung zwischen Bauherr und Baufirma aus: Beim „klassischen" Bauvertrag (Hauptangebot) plant der Auftraggeber (oder lässt planen). Beim Nebenangebot übernimmt diese Rolle in unterschiedlichem Umfang der Bieter und spätere Auftragnehmer. Er arbeitet ein alternatives Angebot aus, das vom Amtsentwurf des Auftraggebers abweicht, und ist insoweit grundsätzlich zunächst für die Planung, technische Gestaltung, Schnittstellen und praktische Ausführbarkeit verantwortlich. Der Bieter übernimmt insoweit auch das Risiko der Ausführbarkeit und Vollständigkeit seines Nebenangebots, es sei denn, er hat von vornherein den Auftraggeber auf bestimmte Risiken spezifisch (nicht nur generell und allgemein) hingewiesen, oder spätere Probleme resultieren daraus, dass das Nebenangebot auf Grundlagen beruht, die alleine der Auftraggeber zu verantworten hat[26].

Geht also das Nebenangebot schief, liegt die Verantwortung zunächst bei der Baufirma. Sie hat in diesem Fall das Planungsrisiko, Entwicklungsrisiko, Funktionsrisiko, Mengenrisiko, Ausführungsrisiko und Preisrisiko. Das gilt allerdings nicht uneingeschränkt. Die in der Praxis nicht selten kursierende Annahme, die Baufirma trage beim Nebenangebot pauschal das volle Risiko für „alles, was kommen kann", habe also automatisch alle finanziellen und zeitlichen Folgen sämtlicher negativer Erscheinungen wie insbesondere Mehrkosten, Behinderungen, Bauzeitverlängerung und Schäden zu tragen, trifft nicht zu! Vielmehr ist in diesem Fall eine wesentlich differenziertere Betrachtung der Risikoverteilung anzustellen. **Der Auftragnehmer trägt zwar insgesamt das Risiko des Funktionierens der von ihm vorgeschlagenen Leistung selbst, allerdings nur in Bezug auf die abweichende Lösung an sich und nicht in allen Fällen und für alle Umstände, die auf die Bauausführung einwirken[27].**

Entscheidend ist vielmehr die Feststellung, dass der Auftragnehmer mit der Beauftragung des Nebenangebots grundsätzlich (nur) das Risiko übernimmt, dass die aus seiner

23 Marbach in: Festschrift für Vygen, S. 246;
24 Marbach, in: Festschrift für Vygen, S. 246 f.;
25 Marbach, in: Festschrift für Vygen, S. 246; Vygen, Rdn. 70; Reister in: BauR 2005, 758;
26 Ingenstau/Korbion, § 8 VOB/A, Rdn. 16;
27 Marbach in: Festschrift für Vygen, S. 248;

Sphäre stammende Abweichung – gleich, ob anderes Verfahren, anderer Ablauf oder anderer Baustoff – **die er gegenüber dem Amtsentwurf eingeführt hat, „funktioniert"**, also geeignet und zielführend ist, um den vertraglich vereinbarten Erfolg erreichen zu können. Davon umfasst ist die Verantwortung des Auftragnehmers, dass der abweichende Vorschlag in technischer Hinsicht zum bestellten Erfolg führt, dass er die Mengen für Mensch, Material und Leistung für die von ihm abweichend angebotene Leistung richtig und zutreffend ermittelt hat und dass der Werkerfolg zu dem vom Auftragnehmer in seinem Nebenangebot angebotenen Preis realisierbar ist.

Die entscheidende Frage nach der Risikoverschiebung ist also zu beantworten durch eine Betrachtung, aus welcher Sphäre die Ursache für die Störung bzw. den Mangel stammt: Ist der Einfluss des Nebenangebots verantwortlich, geht die Verantwortlichkeit auf den Auftragnehmer über. Rührt die Ursache für die Störung oder den Mangel aus dem Bereich des ursprünglichen Amtsentwurfs her, nachdem etwa das Nebenangebot nur Teile von diesem ersetzt oder allgemeine Faktoren, die der Auftraggeber zu vertreten hat, liegt die Verantwortung beim Auftraggeber. Hat den störenden Einfluss keine der beiden Vertragsparteien zu vertreten, bleibt es unverändert bei der allgemeinen Risikozuweisung (z. B. Baugrundrisiko).

Führt also der Leistungsinhalt des Nebenangebots nicht zum geschuldeten Erfolg, weil der Auftragnehmer falsche Annahmen getroffen hat (z. B. falsche Annahme, weniger ausheben zu müssen als tatsächlich erforderlich, benötigte Zeit für die Ausführung bestimmter Leistungsteile falsch eingeschätzt, …), hat dies der Auftragnehmer zu vertreten. Hat er bei der Ausgestaltung seines Nebenangebots dagegen „alles richtig gemacht" und sein abweichender Vorschlag führt deshalb nicht zum erforderlichen Erfolg, weil zu Grunde gelegte Vorgaben des Auftraggebers falsch waren (Bestandspläne, Vorleistungen, …) oder weil sich von außen kommende, vom Auftragnehmer nicht zu vertretende Einflüsse (Baugrundrisiko, Kontaminationsrisiko, …) realisiert haben, hat dies keine nachteiligen Folgen für den Auftragnehmer.

Dieser Grundsatz gilt auch für den Fall, dass der Auftraggeber im Zuge der Ausführung nachträglich Änderungen oder zusätzliche Leistungen anordnet (§§ 2 Abs. 5, 6 VOB/B). Auch bei einem Vertrag auf Basis eines Nebenangebots hat der Bauherr in diesem Zusammenhang zusätzliche Vergütung zu leisten – es sei denn, die Änderungen oder Zusatzleistungen wurden allein deshalb nötig, weil der Auftragnehmer sie in seinem Nebenangebot vergessen hatte.

Im (Spezial-)Tiefbau stellt sich im Zusammenhang mit Nebenangeboten vielfach ein „Dauerbrenner" ein: Wer hat die Folgen zu schultern, wenn der Baugrund sich in situ anders darstellt als sich aus den Bodengutachten ergibt? Auch diese Antwort fällt differenziert aus. Es bleibt beim Grundsatz: Der Auftraggeber stellt den Baugrund als Baustoff im Sinne des §§ 644, 645 BGB bei und ist für seinen Inhalt und seine Beschreibung verantwortlich. Liegt ein anderer Baugrund vor als vertraglich vereinbart auf Basis der Bodengutachten (diese werden regelmäßig Vertragsbestandteil, wenn der Baugrund kalkulationserheblich ist[28]). Nur wenn eine Baufirma mit ihrem Nebenangebot diesen Baugrund quantitativ und/oder qualitativ verlässt, haftet sie für das dadurch begründete oder erhöhte Risiko. Nimmt das Nebenangebot also zum Beispiel einen Baugrundbereich in Anspruch, der nicht vom ursprünglichen Bodengutachten räumlich erfasst war, geht dieses Risiko zu Lasten der Baufirma. Dies gilt ebenso für den Fall, dass das Nebenangebot ein anderes Bauverfahren vorgibt, für das andere oder zusätzliche Bodenkennwerte nötig sind.

6 Fazit

Das Nebenangebot ist ein wirksames Mittel für Baufirmen, nicht nur über einen zum Teil ruinösen Preiswettbewerb an einen öffentlichen Bauauftrag zu kommen. Es ist praktisch die einzige Möglichkeit, mit Spezialwissen und Ideenreichtum zu punkten im Rennen um einen Bauauftrag. Baufirmen sind gut beraten, bei der Beschreibung ihres Nebenangebots im Vergabeverfahren nicht nur „Dienst nach Vorschrift" zu tun, sondern lieber mehr als weniger zu beschreiben – sonst laufen sie Gefahr, dass der Auftraggeber möglicherweise den Sondervorschlag ablehnt, weil er ihn – möglicherweise irrtümlich – nicht für gleichwertig mit seinem eigenen Amtsentwurf hält und/oder Sorge hat, dass ein Mitbewerber deshalb gegen eine Zuschlagsentscheidung pro Nebenangebot ein Nachprüfungsverfahren einleiten könnte.

Ist ein Nebenangebot erst einmal bezuschlagt, ist im Zeitraum der Ausführung wichtig: An nicht allem, was schiefgeht, ist automatisiert die Baufirma „schuld", nur weil sie irgendwann einmal ein Nebenangebot eingereicht hat. Vielmehr ist hier wesentlich feinfühliger zu differenzieren als das in der Praxis so mancher Auftraggeber tut. Wenn in Zusammenhang mit einer als Nebenangebot offerierten und beauftragten Injektion ein Problem auftritt, ist sehr genau abzuschichten, was die Ursache dafür war. Der Bauunternehmer „haftet" grundsätzlich nur für Folgen, die entweder durch den Wechsel auf sein Verfahren aus dem Nebenangebot überhaupt erst begründet wurden. Stellt sich insbesondere heraus, dass der vom Auftraggeber zur Verfügung gestellte Baugrund nicht dem Vertrag entspricht und das Nebenangebot bei einem vertragskonformen Baugrund funktioniert hätte, bleibt dieses Risiko beim Auftraggeber.

Literatur

[1] Dähne, Schelle: VOB von A-Z, Verlag C.H. Beck, 2001.

[2] Korbion: VOB Teile A und B, (Hrsg. V. Locher/Vygen) Werner-Verlag, 17. Auflage 2010.

[3] Lampe-Helbig, Wörmann: Handbuch der Bauvergabe, Verlag C.H. Beck, 1995.

[4] Leimböck: Bauwirtschaft, Teubner-Verlag, 1. Auflage 2000.

[5] Marbach: in: Festschrift für Klaus Vygen zum 60. Geburtstag, Werner-Verlag, 1999.

[6] Schalk: Handbuch Nebenangebote, Werner-Verlag, 2009.

28 BGH, Urteil v. 20.08.2009, VII ZR 205/07 („Schleuse Uelzen II")

Korrosionsschutz
Betoninstandsetzung
Kathodischer Korrosionsschutz
Malerarbeiten

MASSENBERG

Wir halten dicht.

Unser Geheimnis? Seit über 110 Jahren steht die Massenberg GmbH für hochwertige Bauwerksanierungen und zeigt höchste Kompetenz in der Bauwerksabdichtung, Instandsetzung und Beschichtung. Gemäß neuester Qualitäts- und Ausführungsnormen stellen wir uns jeder Herausforderung und überzeugen mit Know-how, modernster Technik und viel Erfahrung.

Erfahren Sie mehr auf unserer Webseite: www.massenberg.de

© Scaliger | Dreamstime.com

Bauwerksertüchtigung

Anja Riffer, Dipl.-Ing. (FH), ibb Ingenieurbüro für Bauberatung + Bauphysik, Schermbeck (D)

Ertüchtigung einer als WU-Beton geplanten Elementdecke mit Aufbeton

Seit langem werden Decken bei sogenannten weißen Wannen aus wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) hergestellt, wobei die Bemessung nach dem Entwurfsgrundsatz b) der WU-Richtlinie erfolgt. Für Tiefgaragendecken ist dieser Ansatz aber ungeeignet. Insbesondere im Winter kann es zum Aufgehen von Rissen kommen, wodurch calciumhydroxidhaltiges Wasser durchtropfen und Lackschäden an Fahrzeugen verursachen kann. Besonders problematisch ist es, wenn Elementdecken mit Aufbeton eingesetzt werden und zusätzlich zu den Rissen auch eine Unterläufigkeit in der Fuge von Elementdecke und Aufbeton zu erwarten ist. Rissbildungen und Wasseraustritte an der Unterseite stimmen dann häufig nicht mit den Rissbildungen und Wassereintrittsstellen an der Oberseite überein. Bei der Instandsetzung derartiger „beweglicher" Risse sind die Ursache der Rissbewegungen, die Feuchtezustände und die besonderen konstruktiven Details zu beachten, um die am besten geeignete Instandsetzungsvariante festzulegen.

1 Grundlagen

Unter Fachleuten ist die „weiße Wanne" mindestens seit den 1980-iger Jahren ein Begriff. Seit dieser Zeit gab es hierzu zahlreiche Veröffentlichungen in verschiedenen Fachzeitschriften. Zwei der noch heute wichtigsten Lehrbücher zur „weißen Wanne" erschienen 1982 [1] und 1985 [2], das erste Merkblatt des Deutschen Beton- und Bautechnik-Vereins (DBV) 1989 [3]. Die WU-Richtlinie des Deutschen Ausschuss für Stahlbeton (DAfStb) [4] stammt aus dem Jahr 2003, wobei für die Bemessung von Decken aus wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) häufig der Entwurfsgrundsatz b) herangezogen wird. In der Berichtigung der WU-Richtlinie des DAfStb von 2006 [5] werden auch Decken und Dächer explizit als Betonbauwerke und -bauteile mit der Funktion der Wasserundurchlässigkeit benannt. Vom DBV liegt hierzu das Merkblatt „WU-Dächer" von 2013 vor [6].

1.1 Nutzungsklassen

Die in der WU-Richtlinie [4] vorgeschlagene Nutzungsklasse B (d. h. temporärer Wasserdurchtritt) kann für WU-Dächer nutzungsbedingt in den wenigsten Fällen akzeptiert werden. Insbesondere bei der Nutzung als Tiefgarage sind auch kurzzeitig wasserführende Risse kritisch, da aus Trennrissen calciumhydroxidhaltige Wassertropfen zu Autolackschäden führen können. Daher wird im DBV-Merkblatt [6] für WU-Decken die Nutzungsklasse A empfohlen (**Tabelle 1**).

1.2 Beanspruchungsklassen

Da bei WU-Dächern immer mit aufstauendem Wasser zu rechnen ist, sind sie der Beanspruchungsklasse 1 zuzuordnen. Die Stauhöhe ist i. d. R. vergleichsweise gering, so dass zumeist geringer Wasserdruck (20 cm Wassersäule ≈ 0,02 bar) entsteht. Daher können WU-Dächer häufig mit geringeren Mindestbauteildicken als WU-Bodenplatten ausgeführt werden (**Tabelle 2**).

1.3 Entwurfsgrundsätze

In der WU-Richtlinie [4] gibt es zur Bemessung von WU-Konstruktionen folgende Entwurfsgrundsätze:

a) Vermeidung von Trennrissen (konstruktive, betontechnische und ausführungstechnische Maßnahmen, risssteuernde Bauweise)
b) Begrenzung der Trennrissbreite unter Ausnutzung der Selbstheilung der Risse (Risse erwarten, Rissbreite begrenzen)
c) Begrenzung der Trennrissbreite nach Anforderung der DIN 1045-1 (Minimalforderung erfüllen, Risse zulassen, planmäßig abdichten)

2 Dächer aus WU-Beton

Da – wie bereits bezüglich der Nutzungsklasse in Abschnitt 1.1 erläutert – ein temporärer Wasserdurchtritt i. d. R. nicht akzeptabel ist und die Wasserdrücke relativ gering sind, kann der Entwurfsgrundsatz b) mit dem Ziel der Selbstheilung bei WU-Dächern nicht angewendet werden.

Im Gegensatz zu ungedämmten WU-Wannen, die in der Regel durch Boden- und Grundwasser gleichmäßig von außen temperiert werden, können bei ungedämmten WU-Dächern wegen der fehlenden oder geringen Erdüberschüttung größere Temperaturbeanspruchungen mit entsprechenden Zwangsspannungen auftreten (z. B. über Tiefgaragen), so dass der Entwurfsgrundsatz a) sorgfältig zu planen ist und bei Entwurfsgrundsatz c) zahlreiche Risse zu erwarten sind (**Bild 1**). Hier wird im DBV-Merkblatt WU-Dächer [6] bereits auf die Alternative einer äußeren Abdichtung verwiesen.

Folgende konstruktive Maßnahmen sind gemäß DBV-Merkblatt [6] geeignet, Zwangsspannungen in WU-Dächern zu reduzieren:

Tabelle 1 Nutzungsklassen bei WU-Konstruktionen nach Heft 555 DAfStb, Tabelle E.5.2, Quelle: [7]

Nutzungsklasse A	Nutzungsklasse B
1	2
Kein Durchtritt von flüssigem Wasser ▪ keine Feuchtstellen durch Wasserzutritt[1), 2), 3)] ▪ keine – auch nicht temporär – wasserführenden Risse und Fugen	Begrenzter Wasserzutritt zulässig ▪ feuchte Flecken zulässig ▪ temporär bis zur Selbstheilung wasserführende Risse[4)], ▪ Risse mit längerfristig feuchten Rissufern, jedoch keine Wasseransammlungen auf der wasserabgewandten Bauteiloberfläche[1)]
Anwendungsbeispiele ▪ Standard für Wohnungsbau ▪ Lagerräume mit hochwertiger Nutzung	Anwendungsbeispiele ▪ Einzelgaragen, Tiefgaragen ▪ Installations- und Versorgungsschächte und -kanäle ▪ Lagerräume mit geringen Anforderungen

1) Bei Wassertropfen auf der Bauteiloberfläche muss geprüft werden, ob es sich um Oberflächentauwasser handelt (siehe unten).
2) Unterhalb einer innenseitig vorgesehenen Dampfsperre kann sich infolge der Dampfdruckverhältnisse eine hohe Ausgleichsfeuchte des Betons ausbilden, welche die Betonoberfläche dunkel erscheinen lässt, wenn die Dampfsperre entfernt wird. Der Grund hierfür ist die verhinderte Abführung der Baufeuchte und hängt nicht mit der gewählten Art der Abdichtung des Bauwerks zusammen.
3) Mit dem "Löschblatttest" kann zuverlässig festgestellt werden, ob es sich bei dunklen Flecken um Feuchtspuren handelt: Ein lose auf die Betonoberfläche aufgelegtes Löschblatt oder saugfähiges Zeitungspapier darf sich nicht infolge Feuchtigkeitsaufnahme dunkel verfärben.
4) Der Zeitpunkt des Abschlusses der Selbstheilung muss mit den Nutzungsanforderungen des Bauwerks vereinbar sein.

Tabelle 2 Beanspruchungsklassen bei WU-Konstruktionen nach Heft 555 DAfStb, Tabelle E.5.1, Quelle: [7]

Beanspruchungsklasse 1	Beanspruchungsklasse 2
1	2
Kontakt des Bauteils mit anstehendem Wasser gemäß 3.6 und 3.18 ▪ Grundwasser, Hochwasser, Schichtenwasser (siehe 3.6.2) ▪ zeitweise aufstauendes Sickerwasser (siehe 3.6.1) ▪ nichtdrückendes Wasser, ausschließlich auf horizontale und geneigte Flächen (siehe 3.18)	Kontakt des Bauteils mit Feuchte oder herabsickerndem Wasser ▪ feuchtes Erdreich ▪ nichtstauendes Sickerwasser (siehe 3.19), nur bei stark durchlässigem Boden oder dauerhaft rückstaufreier Dränage nach DIN 4095

- Wahl möglichst geringer Bauteildicken des WU-Daches
- Vermeidung bzw. Reduktion von Verformungsbehinderungen (Bewegungsfugen, Sollrissquerschnitte, gleitende Auflagerung, Anschluss an biegeweiche Bauteile)
- Reduktion der Formänderung (z. B. kleine Betonierabschnitte, optimierte Betonierfolge, Wärmepuffer/Wärmedämmung)
- Vermeidung von Verbundfugen in gegliederten Querschnitten (z. B. Dach und Unterzüge in einem Betonierabschnitt)

Die WU-Richtlinie enthält nur Empfehlungen für Mindestbauteildicken bei WU-Wänden und Sohlen. Gemäß DBV-Merkblatt [6] können für Dächer und Decken Annahmen gemäß **Tabelle 3** getroffen werden.

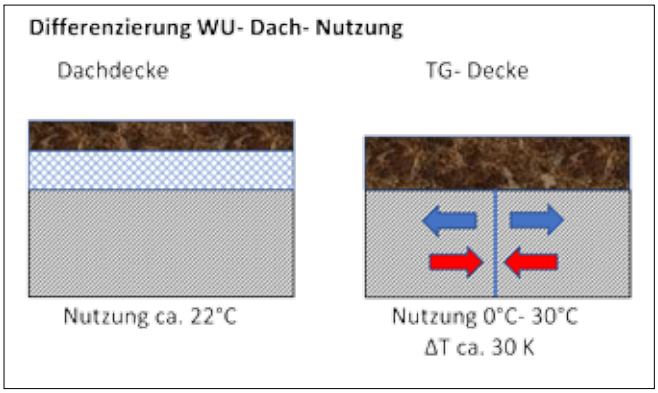


Bild 1 Unterschiede im Verformungsverhalten von Dachdecken und Tiefgaragendecken, Quelle: [8]

Tabelle 3 Bauteildicken bei WU-Dächern gemäß DBV-Merkblatt

Bauteil	WU-Dach	Elementdecke	WU-Dach	Elementdecke
Dämmung	mit	mit	ohne	ohne
Dicke [mm]	180	160 Aufbeton	200	180 Aufbeton

Um bei Elementdecken einen ausreichend wasserundurchlässigen Verbund der Ortbetonergänzung zum Fertigteil sicherzustellen, sind mindestens die Anforderungen an die Fertigteiloberfläche analog den Innenseiten von Elementwänden nach WU-Richtlinie Abschnitt 11.2.2, Absatz 2 [4] vorzusehen. Demnach müssen die Innenseiten der Elementwandplatten so beschaffen sein, dass der Verbund und eine hohlraumfreie Verbindung zwischen dem Kernbeton und den Elementwandplatten sichergestellt ist und sich damit ein monolithisch wirkendes Bauteil zur Vermeidung eines Wasserdurchtritts zwischen Kernbeton und Elementwandplatten ergibt. Hierzu ist eine vollflächige kornraue Verbundfläche erforderlich. Die mittlere Rautiefe R_t in Anlehnung an DIN EN 1766 Abschnitt 7.2 muss mindestens $R_t \geq 0{,}9$ mm betragen. In der WU-Richtlinie [4] wird weiterhin darauf hingewiesen, dass vor dem Einbau des Kernbetons Innenwandoberflächen ausreichend lange vorzunässen sind. Im Zuge des Betonierens sollte die Innenoberfläche matt feucht sein.

3 Fallbeispiel

Bei dem Bauvorhaben einer Eigentümergemeinschaft mit einem Mehrfamilienwohnhauskomplex mit zahlreichen Wohneinheiten und integrierter Tiefgarage wurde das ibb beauftragt, im Zuge der Gewährleistung die Mängelbeseitigungsarbeiten gutachterlich zu begleiten.

3.1 Mängel und Schäden

Im vorliegenden Fall hatte ein Generalunternehmer für die WU-Bauteile ein Subunternehmen eingeschaltet. Nach kurzer Nutzungszeit zeigten sich zahlreiche Undichtigkeiten an Rissen und Arbeitsfugen in der Tiefgarage.

Im Zuge der Bearbeitung von Gewährleistungsmängeln wird der Ursachenfindung häufig wenig Zeit eingeräumt, so dass zunächst immer die Forderung nach dem „Schließen" der Risse besteht. Da der Ausführende nicht nur die Pflicht, sondern auch das Recht zur Nachbesserung hat, darf er auch zunächst die Instandsetzungsvarianten selber wählen.

In dem ersten Arbeitsschritt wurden Risse z. T. mit Polyurethan von unten injiziert und z. T. mit „Spezialmörtel" verspachtelt, der als sogenannte Kristallisationsabdichtung funktionieren soll. Die Funktionalität des Spachtels als dauerhafte Rissabdichtung sollte mindestens bezweifelt werden, zumal der Auftrag des „Kristallisationsbeschleunigers" von der Wasseraustrittsseite her erfolgte.

Bild 2 Tiefgarage mit von oben geöffneter Decke (Fallbeispiel)

Auf den zuerst vorgelegten Plänen konnte zunächst keine Elementdeckenausbildung festgestellt werden, da diese Umplanung nicht vollständig planerisch umgesetzt wurde. Bei genauerer Kontrolle vor Ort und bei Einzeldetails wurde dann die konstruktive Ausbildung der Decke deutlich. Es war eine 6 cm dicke Elementplatte mit 19 cm Aufbeton ausgebildet worden. Die Decke wurde nicht gleitend auf die Wände verlegt. Einen konkreten Entwurfsgrundsatz gemäß WU-Richtlinie [4] gab es nicht. Die Rissbildung sollte durch rissbreitenbegrenzende Bewehrung nach Entwurfsgrundsatz b) und betontechnologische Maßnahmen, d. h. WU-Beton und Schwindfugenausbildung nach Entwurfsgrundsatz c) reduziert werden.

An mehreren Stellen wurde von oberseitig zur Inaugenscheinnahme freigegraben, da hier entweder Anschlussbereiche an aufgehende Wände oder Dehnungsfugen undicht geworden sind. Beim Aufgraben von oben ergaben sich folgende Probleme:

- Die Eigentümer sind nicht begeistert, wenn der Garten einige Zeit nicht genutzt werden kann.
- Die Außenwände des Gebäudes stehen nicht exakt über den Wänden der Tiefgarage.
- Durch den anstehenden Boden und Durchfeuchtungen im Erdreich ist es sehr aufwendig, eine saubere kontrollier- und überarbeitbare Betonplatte herzustellen (**Bild 2**).
- Vor der Überarbeitung von oben muss der Untergrund trocken (!), sauber und ausreichend haftfest sein mit $ß_{HZ} \geq 1{,}5$ N/mm².
- Das ursprüngliche Abdichtungskonzept sah im Bereich aufgehender Wände auf der Tiefgaragendecke sogenannte „Arbeitsfugenabdichtungen" und im Bereich von Deckenfeldern „Schwindfugen" mit mehrlagigen Abdichtungen aus PMMA-Harz vor. Bei Elementdecken ist diese Vorgehensweise jedoch zur innenseitigen Arbeitsfugenabdichtung nicht zielführend, da durch Rissbildungen in mehrschichtigen Konstruktionen Unterläufigkeit entstehen kann und der Feuchteaustritt örtlich selten mit der oberseitigen Rissbildung übereinstimmt (**Bild 3**).

Nach Abschluss der ersten Mängelbeseitigungsarbeiten kam es im Frühjahr des folgenden Jahres zu erneuten Durchfeuchtungsschäden. Hierbei entpuppte sich im Zuge der weiteren Ortstermine die tatsächliche konstruktive Situation derart, dass zum Teil Elementplatten mit Aufbeton ausgeführt und stellenweise Kranlöcher mit Stahlbeton als monolithische Bereiche ergänzend geschlossen worden waren. Die genaue Lage dieser Löcher konnte jedoch nicht mehr nachvollzogen werden.

Neben der offensichtlichen Rissbildung, deren Ursache in wiederkehrenden Zwangsspannungen in Folge behinderter Verformung aus Temperatureinwirkung liegt, wurden weitere Ursachen für Feuchtedurchtritte wie folgt gefunden:

- Undichte, verstopfte Rohrdurchführungen
- Unsachgemäß verschlossene Deckenaussparungen
- Beschädigte Randanschlüsse mit Abdichtung von oben

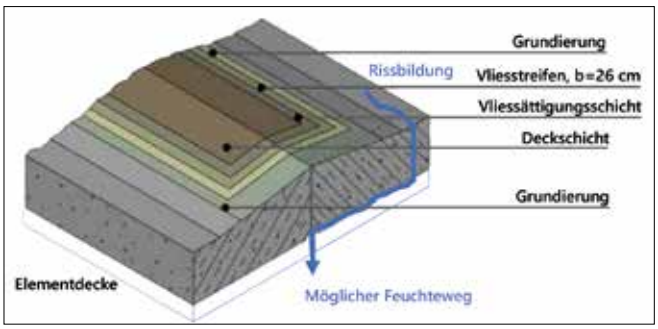


Bild 3 Möglicher Feuchteweg im Planungsdetail (Fallbeispiel)

3.2 Injektionen

3.2.1 Planung der Injektionsarbeiten

An Einzelstellen waren bereits vorhandene Risse und Arbeitsfugen der zuvor genannten Kranlöcher mittels Injektion von Polyurethan (PUR) abgedichtet worden. Hier war z. T. erneute Feuchtigkeit feststellbar. Dies ist bei PUR-Injektionen nicht problematisch, da eine wiederholte Füllung zulässig ist und im Zuge der Instandsetzungsplanung ohnehin angedacht werden sollte.

Die ausführende Firma schlug jedoch im nächsten Instandsetzungsschritt zur Injektion eine Acrylatvergelung im Erdreich vor. Hierzu wurde ein Konzept mit Materialvorschlag ausgearbeitet. Dieses Material besaß aber keine gültige bauaufsichtliche Zulassung für die Gelinjektionen ins Erdreich. Außerdem war der Aufbau über der Decke derart unklar, dass die Gefahr bestand, dass vorhandene Dränagerohre durch die Injektion zugesetzt werden, was zu neuer Wasserbelastung an anderer Stelle und zu Feuchteveränderung der Gärten führen kann. Durch eine Rasterinjektion besteht naturgemäß außerdem die Gefahr der Beschädigung von Bewehrung beim Durchbohren der Decke.

Daraufhin wurde vorgeschlagen, mit Acrylatgel in das Bauteil zu injizieren. Hierzu wurden Prüfzeugnisse vorgelegt, die eine Eignung des Materials wie vergleichsweise Polyurethan im Bauteil nachgewiesen haben (Prüfung gemäß Rili-SIB des DAfStb [9] und DIN V 18028). Grundsätzlich sieht die WU-Richtlinie [4] eine nachträgliche Abdichtung an Rissen und undichten Arbeitsfugen gemäß Rili-SIB des DAfStb vor. Danach sind als Rissfüllstoffe jeweils geprüfte Epoxidharze (EP), Polyurethane (PUR), Zementsuspensionen (ZS) und Zementleime (ZL) für die verschiedenen Anwendungsziele Schließen, Abdichten, dehnfähiges Verbinden und kraftschlüssiges Verbinden geeignet.

Im Zuge des EuGH Urteils C-100/3 dürfen in Deutschland geltende zusätzliche nationale Anforderungen nicht mehr angewendet werden. Für die Rissfüllstoffe gilt daher die DIN 1504-5 [10], in dieser sind auch weitere Rissfüllstoffe im Bauteil zulässig, beispielsweise für quellfähiges Füllen von Rissen und Hohlräumen und Fehlstellen im Beton (S). Diese Rissfüllstoffe, die in der Lage sind, wiederholt durch Wasseradsorption zu quellen, werden als Gele bezeichnet. Im Entwurf der Instandhaltungsrichtlinie IH-RL [11, 12] sind diese als quellfähige Polymere zum Abdichten von Rissen bereits in der Diskussion (**Tabelle 4**, Zeile 2a).

Da die ausführende Firma – wie bereits in Abschnitt 3.1 erwähnt – nicht nur die Pflicht zur Nachbesserung, sondern auch das Recht zur Wahl der Nachbesserungsart hat, wurde der Vorschlag der Acrylatgelinjektion in das Bauteil mit folgenden Zusatzanforderungen akzeptiert:

- Identitätsprüfung des eingesetzten Gels
- Nachweis der physiologischen Unbedenklichkeit des Gels
- Beschränkung des Injektionsdrucks
- Ausführung durch nachweislich qualifizierte Ausführende
- Eigen- und Fremdüberwachung

Der Injektionsdruck muss zur Vermeidung von Gefügestörungen im Beton grundsätzlich bei Injektionen in Bauteile auf etwa P_{max} [bar] = Betongüte [N/mm²] × 10/3 begrenzt werden. Für feingliedrige Bauteile sollte hierbei nur die Hälfte des Maximaldrucks (ca. 40 bis 80 bar) angesetzt werden. Bei Elementdecken sollte beachtet werden, dass zu hohe Drücke zum Aufwölben der Decke nach unten führen können, so dass in Absprache mit dem Statiker der Druck auf 2 bar begrenzt wurde. Zum Schutz des Bauwerks und des ausführenden Personals sollte der Druck immer nach dem Motto „so viel Druck wie nötig – so wenig wie möglich" gesteigert werden. Eine gute Qualifikation des Ausführenden ist bei Rissinjektionen unerlässlich, um Fehler bei der Injektion, wie das unbeabsichtigte Verpressen nicht geplanter Bereiche in der Umgebung, zu vermeiden.

Im Gegensatz zu den EP- und PUR-Harzen, die mittels Polyaddition erhärten, härten die Acrylatgele durch Polymerisation. Bei der Polyaddition muss ein genaues Mischungsverhältnis der beiden Komponenten eingehalten werden, um einen optimalen Erhärtungszustand zu erreichen. Bei der Polymerisation startet die Reaktion der Polymerkomponenten durch Zugabe eines „Initiators" (zumeist Peroxid zzgl. Beschleuniger). In gewissen Grenzen lässt sich mit dem Mischungsverhältnis die Aushärtungsgeschwindigkeit beeinflussen, ohne dass die Eigenschaften des Endproduktes beeinflusst werden. Somit ist auch hier eine gute Schulung der Ausführenden bedeutend.

Die Qualifikation des Ausführungspersonal lässt sich über den SIVV-Schein nachweisen, der alle drei Jahre in Weiterbildungsveranstaltungen aufgefrischt werden muss [9].

3.2.2 Ausführung der Rasterinjektion

Zur Ausführung wurden Bereiche festgelegt, in denen im Raster die Elementdecke von unten angebohrt wurde, um mittels Bohrpacker das Acrylatgel in den Hohlraum als abdichtende Injektion einbringen zu können. Hierbei wurde das geprüfte (d. h. über eine Allgemeine bauaufsichtliche Zulassung [AbZ] verfügende) 4-Komponenten-Acrylatgel im Niederdruckverfahren in die Bohrpacker eingebracht.

Beim Beginn der Injektion an einer Hohlraumseite konnte das Austreten von Wasser und Gel in den Betonrandbereichen und angrenzenden Packern beobachtet werden, so dass das Vordringen des Materials im Hohlraum gut nachverfolgt werden konnte (**Bild 4**). Im Gegensatz zu Polyurethan sind die hier eingesetzten Acrylatgele extrem niedrigviskos, so dass bei fachgerechter Anwendung auch kleinste Hohlräume und feinste Risse < 0,1 mm gut gefüllt werden. Da auf der Decke ca. 70 bis 80 cm Boden ansteht, ist ein Austrocknen des Materials nicht zu befürchten.

Bild 4 Hohlrauminjektion mit 4-Komponenten-Acrylatgel (Fallbeispiel)

4 Ausblick

Bei der Ausführung von WU-Decken sollte der Entwurfsgrundsatz b) der WU-Richtlinie [4] nicht mehr angesetzt werden; die Wände sollten möglichst gleitend aufgelagert werden. Bei Tiefgaragendecken sollte die Temperaturbelastung realistisch eingeschätzt werden, da gerade im Winter Risse ihre maximalen Rissbreiten erreichen, ggf. sollte eine unterseitige Dämmung angedacht werden. Eine Umplanung von monolithischen Bauteilen in Elementdecken ist möglich, sollte aber konsequent durchgeplant werden – wozu alle Pläne mit allen Details umzuzeichnen sind. Es ist hilfreich, wenn auch Nachbargewerke (wie z. B. der Entwässerungsplaner) die Art der Konstruktion sofort erkennen. Der Fuge Elementplatte/Aufbeton sollte größere Aufmerksamkeit zukommen bzgl. Rauigkeit, Sauberkeit und Vornässen.

Eine Zusammenarbeit der verschiedenen Fachplaner im Zuge der Tiefgaragenerstellung ist sinnvoll und notwendig (Bauphysik, Betontechnologie, Entwässerung, TGA-Planer...). Der sachkundige Planer sollte bereits im Frühstadium der Instandsetzung herangezogen werden, um die Rissursachen feststellen und die bauteilspezifischen Anforderungen an Rissfüllstoffe festlegen zu können.

Ein Aufgraben von oben kann nur in Teilbereichen zielführend sein, da durch die Unterläufigkeit in der Fuge Elementplatte/Aufbeton die Wassereintrittsstelle nur schwer zu lokalisieren ist. Außerdem stellt das Aufgraben von oben durch die Nutzungseinschränkung der Gärten einen Eingriff in die Behaglichkeit der Eigentümer dar, der häufig nicht akzeptiert wird. Die Dauerhaftigkeit der ausgeführten abdichtenden Injektion kann erst nach Ende des nächsten (kalten) Winters nachgewiesen werden.

Gemäß WU-Richtlinie [4] und Rili-SIB [9] des DAfStb können PUR-Rissfüllstoffe zur abdichtenden Injektion in feuchte Risse verwendet werden. Es ist aber nicht unüblich, dass diese auch mehrfach nachinjiziert werden müssen, um eine dauerhafte Dichtigkeit im Riss zu erzielen. Im Zuge der EuGH-Diskussion darf auch über andere Rissfüllstoffe nachgedacht werden, sofern sie DIN EN 1504-5 entsprechen und für die bauteilspezifischen Anforderungen geeignet sind. Im vorliegenden Fall wurden mit einem 4-Komponenten-Acrylatgel die Risse und Hohllagen in der Elementplatte abgedichtet, welches gemäß AbZ nach Rili-SIB [9] zur Abdichtung geeignet ist. Die Wichtigkeit von geschultem, qualifiziertem Personal und einer Qualitätssicherung der Ausführung wird dargestellt.

Tabelle 4 Rissfüllstoffe gemäß Entwurf IH-RL, Quelle: [12]

S	1	2	3	4	5	6	7
				Einwirkungen auf den Füllbereich			
	Füllziel	Verfahren	Füllart	trocken[a] DY (dry)	feucht DP (damp)	nass WT (wet)	fließendes Wasser[b] WF (waterflow)
Z				**Zuordnung von Rissfüllstoffen, Füllart und Verfahren**			
1a	Schließen (Begrenzen der Rissbreite durch Füllen)	1.5a 7.6a	durch Injektion	F-I (P) F-I (H) D-I (P)	F-I (P)[c] F-I (H) D-I (P)	– F-I (H) D-I (P)	– F-I (H) D-I (P)-
1b		1.5b[d] 7.6b[d]	durch Vergießen	F-V (P) F-V (H)	– F-V (H)	–	–
2a	Abdichten	1.5a 2.6	durch Injektion	F-I (P) F-I (H) D-I (P) S-I (P)	F-I (P)[c] F-I (H) D-I (P) S-I (P)	– F-I (H) D-I (P) S-I (P)	– – D-I (P) –
2b		1.5b[d]	durch Vergießen				
3	Begrenzt dehnbares Verbinden	1.5a, 2.6 7.6a	durch Injektion	D-I (P)	D-I (P)	D-I (P)	D-I (P)
4a	Kraftschlüssiges Verbinden	4.5a	durch Injektion	F-I (P) F-I (H)[e]	F-I (P)[c] F-I (H)[e]	– F-I (H)[e]	– F-I (H)[e]
4b		4.5b	durch Vergießen	F-V (P) F-V (H)[e]	– F-V (H)[e]	–	–

Literatur

[1] Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton, H. Grube, Elsner Verlag Darmstadt 1982.

[2] Weiße Wannen - einfach und sicher, G. Lohmeyer, Beton Verlag, Düsseldorf 1985.

[3] Merkblatt Wasserundurchlässige Baukörper aus Beton, Deutscher Beton und Bautechnik Verein e. V., 1989.

[4] DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Ausgabe 2003-11, DAfStb e. V.

[5] DAfStb-Richtlinie Wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton (WU-Richtlinie), Berichtigung März 2006, DAfStb e. V.

[6] Merkblatt WU-Dächer Deutscher Beton und Bautechnik Verein e. V., Juli 2013.

[7] DAfStb Heft 555 Erläuterungen zur DAfStb Richtlinie wasserundurchlässige Bauwerke aus Beton, 2006.

[8] Vortrag Aachener Bausachverständigentage 2011 „Sind WU-Dächer anerkannte Regel der Technik?“, Prof. Dipl.-Ing. C. Flohrer, Hochtief Solutions AG, Mörfelden-Walldorf.

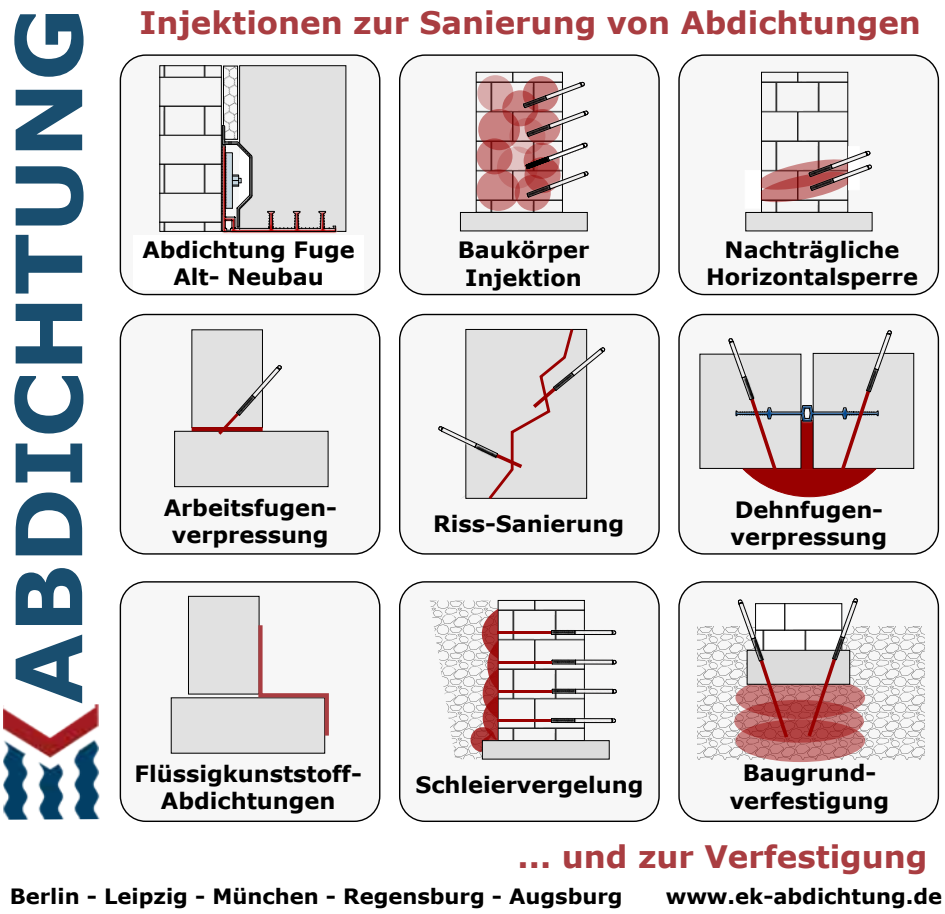
[9] DAfStb-Richtlinie Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen (Instandsetzungs-Richtlinie, Oktober 2001.

[10] DIN EN 1504-5, Produkte und Systeme für den Schutz und die Instandsetzung von Betontragwerken – Teil 5: Injektion von Betonbauteilen, 2013.

[11] DAfStb- Richtlinie Instandhaltung von Betonbauteilen (Instandhaltungs- Richtlinie, Gelbdruck Juli, 2015

[12] Vortrag Dr.-Ing. A. Eßer, „Die Behandlung von Rissen an Stahlbetonbauteilen nach den Prinzipien und Verfahren IH-RL“, GUEP Planertag 29.11.16.

Anzeige



Felix Freude, Dipl.-Geol., Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH, München (D)
Bernd Gebauer, Dipl.-Ing. Bernd Gebauer Ingenieur GmbH, München (D)
Johann Hechenbichler, Dipl.-Ing., Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H., Wien (A)

Alzkanal – Mehrstufige Ertüchtigung zweier Stollenanlagen innerhalb eines Triebwerkkanals

Der Alzkanal, seit 1922 ein wichtiger Standortfaktor des heutigen Chemiedreiecks im Südosten Bayerns, dient der Wacker Chemie AG zur Kühlwasserversorgung, der Stromerzeugung und stellt die Notstromversorgung sicher. Um die Gebrauchstauglichkeit des Alzkanals weiterhin aufrechterhalten zu können, wurde für 2016 eine Generalsanierung auf insgesamt 16,7 km Länge vorgesehen. Ein wesentlicher Bestandteil der Sanierung waren bei der 20. Alzkanalabstellung zwei Stollen mit 206 m bzw. 688 m Länge bei Burgkirchen. Bestandteil der Stollensanierung war es, die im Laufe der Jahre entstandenen Hohlräume hinter der Stollenschale durch Niederdruckinjektion zu verfüllen. Des Weiteren sollten Fehlstellen im Stampfbeton zur Verbesserung der Betondruckfestigkeit und Risse mittels Feinstzement-Verpressung innerhalb eines nur siebenwöchigen Abstaus saniert werden. Die Sanierung der beiden Stollenanlagen konnte erfolgreich innerhalb des vorgegebenen Zeitfensters termin- und kostengerecht abgeschlossen und der Alzkanal bis zum nächstmöglichen Abstau wieder in Betrieb genommen werden.

1 Geschichte und Veranlassung der Maßnahme

Beim Alzkanal handelt es sich um einen künstlich angelegten Triebkanal, der in drei Abschnitten von Trostberg bis Burghausen in der Zeit von 1916 bis 1922 erbaut wurde. Der ca. 17 km lange Kanal dient im Wesentlichen zur Stromgewinnung und zu Kühlzwecken für die Wacker Chemie AG in Burghausen und beinhaltet zwei Stollenanlagen, den 206 m langen Stollen I und den 688 m langen Stollen II (**Bild 1**). Ziel der 20. Alzkanalabstellung war es, in Anlehnung an aktuelle Normen, Vorschriften und Standsicherheitsuntersuchungen die Stollenanlagen einschließlich des Kanalgerinnes vollständig zu sanieren. Wesentlicher Bestandteil der Sanierung waren dabei die in bergmännischer Bauweise nach der belgischen Tunnelbauweise im Schutze einer Holzauszimmerung aufgefahrenen Stollenanlagen.

Der nachfolgende Innenausbau von Sohle und Ulmen besteht aus Stampfbeton von 50 cm in der Sohle und aufsteigend bis 70 cm Dicke in den Ulmen. Der obere Teil des Gewölbes bzw. der Kalottenbereich besteht auf einer Breite von ca. 3 m aus einer 60 cm mächtigen Ausmauerung mit Betonformsteinen, die in Zementmörtel versetzt wurden. Die Stollen liegen auf voller Länge in den sandigen Kiesen der Niederterrassenschotter, die mit einzelnen Nagelfluhbänken unterschiedlicher Mächtigkeit (in der Regel < 1,20 m) und Ausdehnung durchsetzt sind.

Auf der Grundlage von Voruntersuchungen mittels Georadar und Kernbohrungen an der Innenschale war davon auszugehen, dass die zum Vortrieb genutzte Auszimmerung mit

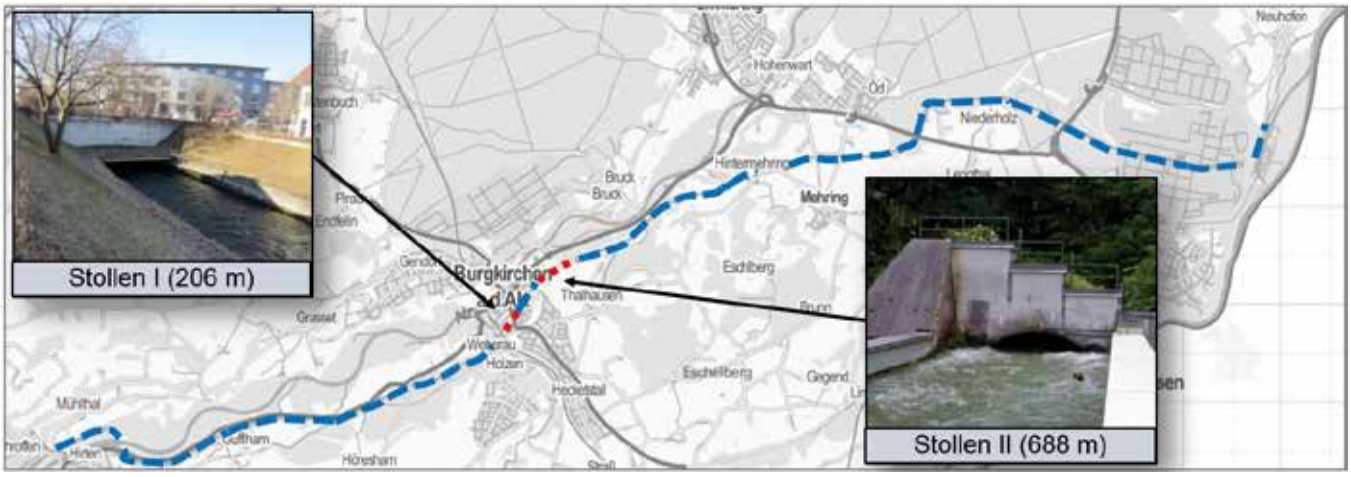


Bild 1 Lageplan

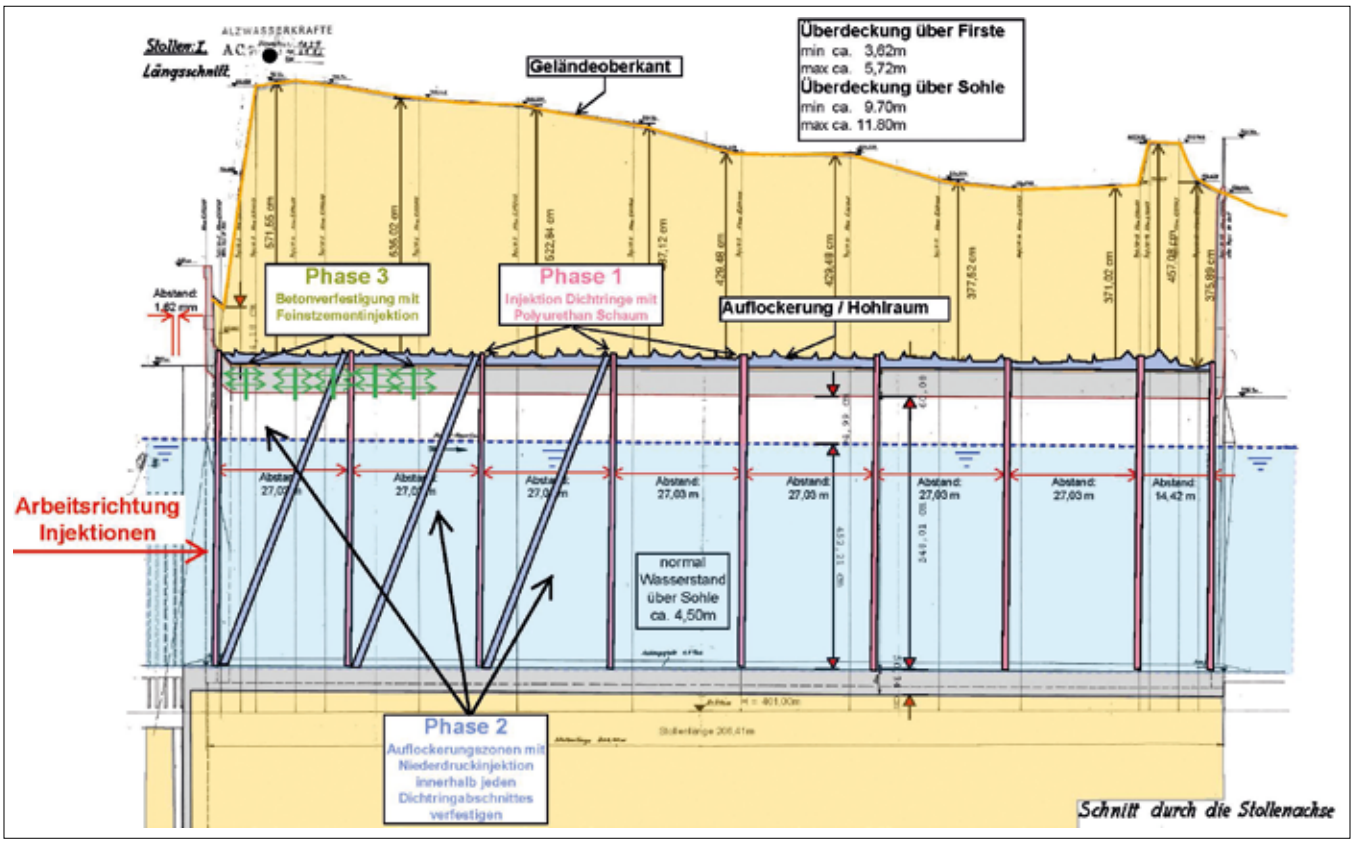


Bild 2 Längsschnitt

Holzbohlen zur Sicherung freigelegter Ausbruchsflächen verrottet ist und damit Hohlstellen zwischen Stollenschale und anstehendem Boden vorliegen. Eine Einschränkung der Standsicherheit der Stollen konnte damit nicht ausgeschlossen werden. Hauptziel der durchgeführten Kanalabstellung und der damit verbundenen Sanierungsmaßnahmen war daher, Hohlstellen zwischen Tunnelschale und Gebirge zu verfüllen und schadhaftes Mauerwerk im oberen Bereich des Gewölbes auszutauschen, um so die Innenschalenqualität (bezüglich Standsicherheit, Festigkeit, Oberflächenbeschaffenheit, Wasserundurchlässigkeit) zu verbessern. Außerdem sollten Fehlstellen an der Innenschale saniert, Risse verpresst und Gebirgsauflockerungen im Nahbereich des Überganges von der Betonschale zum anstehenden Gebirge, zur Verbesserung eines Gebirgstragringes um den Stollen, stabilisiert werden.

Die Hauptursache für die Hohl- und Fehlstellen außerhalb des Stollens liegt in dem angewandten Bauverfahren – der Kunz'schen Rüstung. Dabei handelt es sich um eine Auszimmerung mit Holzdielen, welche hier mit dem nachträglichen Auffahren der Strosse analog der belgischen Tunnelbauweise kombiniert worden ist. Einerseits führt diese verbliebene Holzschalung bzw. Auszimmerung aufgrund Fäulnis zu Hohlstellen, andererseits ist ein vollständiger Kraftschluss der Tunnelschale (Mauerwerk und Beton) im überhängenden Bereich herstellungsbedingt nur bedingt möglich.

Die Festlegung eines qualitativen Injektionsziels außerhalb der Stolleninnenschale, wie die Erhöhung der Scherparameter oder der Steifigkeit des Bodens – wie es bei Baugrundverbesserungen üblich ist – wurde im Rahmen der Sanierung nicht konkret vorgesehen. Grundlage der Planung zur Stollensanierung waren darüber hinaus im Jahr 1984 bereits während einer Kanalabstellung durchgeführte Probeinjektionen, welche die ersten wichtigen Erkenntnisse und Rückschlüsse bezüglich der zu erwartenden Injektionsvolumina und über deren Verteilung über den Stollenumfang, also zu einem möglichen Injektionserfolg, geliefert haben.

2 Sanierung in mehreren Phasen

Die Planung zur Sanierung der zwei Stollenanlagen wurde erheblich dadurch erschwert, dass die Stollen während der gesamten Planungs- und Ausschreibungsphase in Betrieb waren und lediglich die Firstbereiche mittels einer Bootsbefahrung gesichtet werden konnten. Auf Grundlage von Unterlagen zu den 1984 durchgeführten Probeinjektionen sowie den beengten Platzverhältnissen im Stollen, den baubetrieblichen Bedingungen, dem geringen Zeitfenster für die Sanierung und den Erfahrungen aus anderen Projekten wurden für die Sanierung mehrere Phasen vorgesehen (**Bild 2**), die nachfolgend näher vorgestellt werden.

▪ Phase 1: Dichtringherstellung

Die Phase 1 umfasste das Herstellen von Dichtringen in einem Abstand von 27 m mittels zweikomponentigem Injektionsschaum auf Silikatharzbasis zur Unterbrechung der Längsdrainwirkung außerhalb der Stollenaußenschale (**Bild 3**). Der Bohrlochabstand in radialer Richtung betrug ≤ 1,00 m, die Verpressrate wurde mit 5 bis 30 l/min, der Reaktionsbeginn mit ≤ 1 min, das Reaktionsende mit ≤ 30 min vorgegeben. Die maximale Grenzmenge wurde auf 22 l je Bohrung festgelegt.

▪ Phase 2: Hohlrauminjektion

In der Phase 2 erfolgte das Verpressen von Hohlräumen und Ringspalt außerhalb der Stollenschale mit Niederdruck-Injektionen auf Zementbasis zwischen den Dichtringbereichen

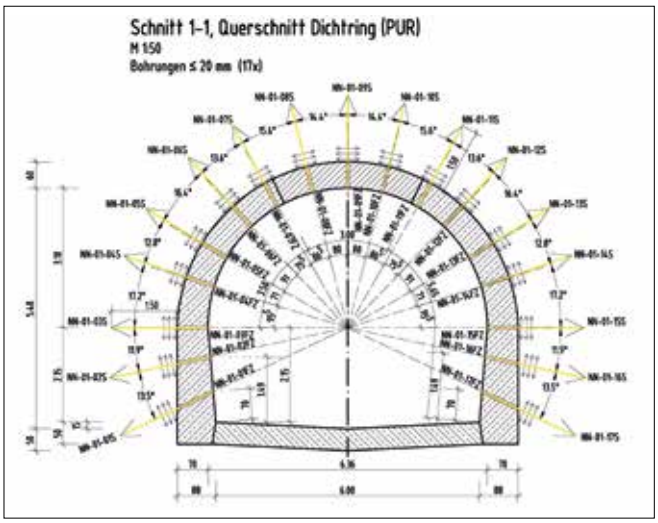


Bild 3 Querschnitt Dichtring

durch Primär- und Sekundärinjektionen (**Bild 4**). Der statisch zulässige Grenzdruck für das Einpressgut wurde für den Ulmenbereich (Stampfbeton) mit 2 bar, im Firstbereich (Ausmauerung) mit 1,25 bar ermittelt. Die Verpressrate wurde mit 5 bis 50 l/ min, die Haltezeit mit 5 min und die Aufnahme während der Haltezeit auf 5 l/min festgelegt. Weitere Abbruchkriterien waren eine Verbindung bzw. ein Injektionsaustritt aus Nachbarbohrungen und Austritt an Fehlstellen. Während der gesamten Injektionsarbeiten in Phase 2 wurden die Injektionsmengen der einzelnen Bohrlöcher ständig überwacht und entsprechend korreliert und der Injektionserfolg ausgewertet (**Bild 5**).

- **Phase 3: Injektion der Innenschale mit Feinstzement**

Im Rahmen der Phase 3 sollten für die Ausführung der Feinstzementinjektionen die vorangegangenen Injektionsbohrungen aus den Phasen 1 und 2 und zusätzlich dazwischen zu erstellende Tertiärbohrungen genutzt werden. Es war dabei aus statischen Gründen sicherzustellen, dass der Verpressdruck der Feinstzementinjektion nur innerhalb der Innenschale vom Bohrlochanfang aus auf 50 bis 70 cm begrenzt aufgebracht wird. Der statisch berechnete Grenzdruck für den Stampfbetonbereich wurde auf 5 bis 10 bar und im Mauerwerk (Firstbereich) auf 2 bis 3 bar festgelegt.

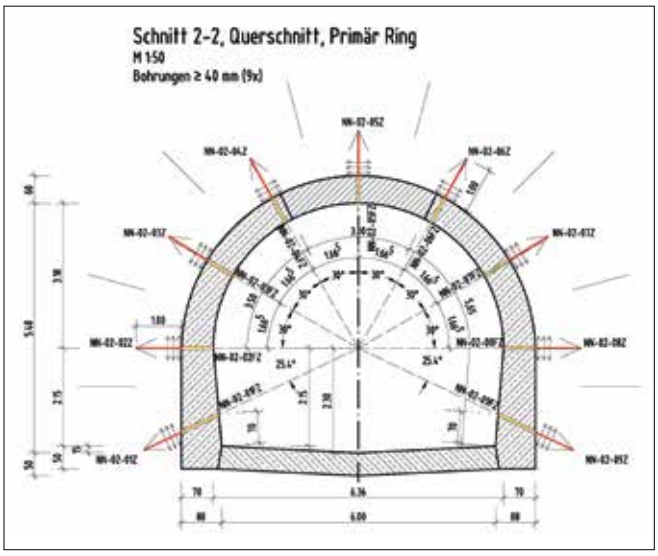


Bild 4 Querschnitt Primärinjektion

- **Phase 4: Instandsetzungsarbeiten**

In der Phase 4 erfolgte die Sanierung der Stollenschale mittels Beton- und Spritzbeton sowie eine lokale Mauerwerksinstandsetzung der Ausmauerung im oberen Bereich des Gewölbes.

3 Herausforderung während der Ausführungsphasen

Eine der Herausforderungen für die Abwicklung des Projektes war der festgelegte sehr kurze Ausführungszeitraum von nur sieben Wochen. Da in der Planungsphase lediglich die Firstbereiche mit einer Bootsbefahrung gesichtet werden konnten, wurde ein konkreter Einblick in den Gesamtzustand der Stollen durch die Erstbegehung erstmals mit der Alzkanalabstellung als gleichzeitigem Startschuss der Maßnahme möglich.

Zur Abbildung der injektionstechnischen Herausforderung wurden in der Vorbereitungsphase mehrere Varianten hinsichtlich der Aufbereitungs- und Fördertechnik der zu verarbeitenden hydraulischen Bindemittelsuspension geprüft. Weitestgehend unbekannt war hier die tatsächlich zu erwartende Aufnahme von Suspension je Bohrung sowie deren Verteilung im jeweiligen Querschnittsprofil und in Stollenlängsrichtung. Für eine reibungslose Bewerkstelligung der Injektionsarbeiten sollte es somit erforderlich sein, sämtliche Prozesse, beginnend mit der Andienung mit trockenem Injektionsgut bis hin zum eigentlichen Verpressvorgang, unter Einhaltung der vorgeschriebenen Injektionsparameter bereits im Vorfeld der Arbeiten entsprechend detailliert zu planen.

Als Resultat dieser Überlegungen wurde entschieden, die Aufbereitungs- und Pumptechnik als dezentrale Einheit im 450 m langen, beide Stollenanlagen trennenden Baulos obertägig zu installieren. Zur Beschickung der Injektionspunkte mit Injektionsgut waren somit Leitungsstrecken von ca. 700 m zu überwinden. Entsprechend den projektspezifischen Anforderungen wurden unter Maßgabe folgender Überlegungen eigene Injektionsleitungen entwickelt und produziert:

- Ausgewogenes Verhältnis von möglichst hoher Fließgeschwindigkeit zu vertretbaren Druckverhältnissen innerhalb der Leitungen.
- Reduktion von querschnittsverengenden Kupplungen, Abzweigungen und sonstigen Einbauten, um lokale Sedimen-

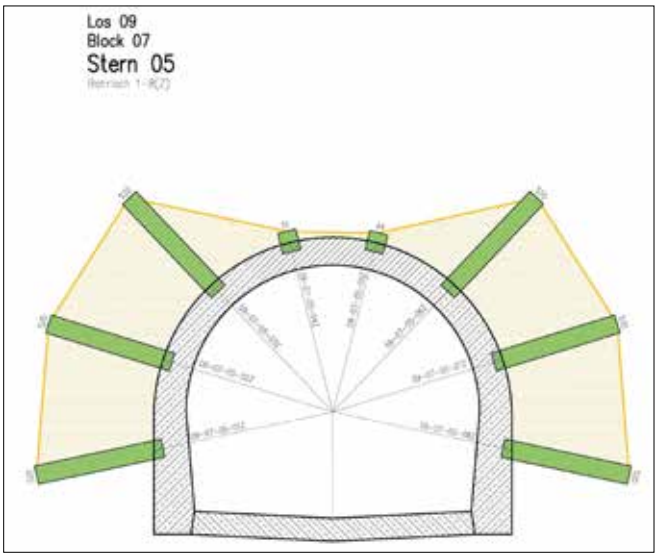


Bild 5 Injektionsstern Sekundärinjektion

tations- und Ablagerungserscheinungen der Suspension auf ein Mindestmaß zu reduzieren. Daraus folgend Produktion der Leitungen in einem Stück, konfektioniert auf die Bedarfslängen.
- Reduktion negativer Auswirkungen auf das Injektionsgut durch zusätzlichen Wärmeeintrag in die Frischsuspension auf ein Mindestmaß durch die Verwendung von weißen Kunststoffen bei der Herstellung der Injektionsleitungen.

Um die Anforderungen an die Produktivität der Injektionsanlage bewerkstelligen zu können, wurde diese mit folgenden Komponenten ausgestattet:
- 1 Hochturbulenzmischer
- 2 Vorratsbehälter mit Rührwerken
- 12 Injektionspumpen
- 2 Vertikalsilos 30 t mit Zementförderschnecke
- Werkstatt- und Magazincontainer

Die Verpressarbeiten wurden entsprechend den unterschiedlichen Stollenlängen in zwei getrennt voneinander agierende Injektionseinheiten mit dem zugehörigen Bedienpersonal sowie Steuerungs- und Registrierungssystemen aufgeteilt. Dies hatte sowohl in Anbetracht der hohen Anzahl an zu beaufschlagenden Injektionspunkten organisatorische Gründe als auch entsprechend der hohen qualitativen Anforderungen klare Vorteile.

Bei Förderraten von 6 bis 8 l/min pro Injektionspumpe war somit ein Gesamtbedarf von etwa 80 l/min Frischsuspension bereitzustellen. Dabei galt es, trotz kurzer Chargenmischzeiten gestellte Qualitätsanforderungen hinsichtlich Fließeigenschaften und Sedimentationsstabilität der Frischsuspensionen einzuhalten. Zur Umsetzung der Projektziele wurden somit folgende Suspensionseigenschaften definiert und während der Injektionsarbeiten täglich mehrmals kontrolliert:
- Absetzmaß nach 2 h: max. 2,0 %
- Fließeigenschaften/Auslaufzeit Marsh-Trichter t_0: 36 bis 40 s
- Druckfestigkeit nach 28 d: min. 1,5 N/mm²

Auf Basis der angeführten Suspensionseigenschaften und des hohen Bedarfs an Frischsuspension je Zeiteinheit kam ein Fertigprodukt, welches ausschließlich durch Beimengung von Anmachwasser während des Mischprozesses diese Eigenschaften entwickelte, zum Einsatz. Durch gleichbleibende Zusammensetzung der Ausgangsstoffe dieses Baustoffes konnten somit ungünstige Streuungen in den Suspensionseigenschaften verhindert werden. Nichtsdestotrotz war die Flexibilität bei geänderten Bedürfnissen hinsichtlich einer Anpassung rheologischer Eigenschaften der Suspension jederzeit durch entsprechende Änderung des Wasser-Bindemittel-Wertes gegeben.

Mit der Abstellung des Alzkanals wurden erstmals Horizontalrisse an der Arbeitsfuge im Bereich der Ulmen in beiden Stollen festgestellt. Die injektionstechnische Behandlung der abschnittsweisen und in horizontaler Richtung verlaufenden Risse erfolgte – entgegen dem Konzept zur Hinterlegungsinjektion – mit einer mobilen Injektionseinheit. Diese wurde jeweils im Nahbereich der zu beaufschlagenden Injektionsbohrungen stationiert (**Bild 6**). In Summe wurde in beiden Stollenabschnitten 504 m Rissstrecke mit einer Bindemittelsuspension auf Basis von Feinstzement verpresst. Für eine möglichst flächige und tiefreichende Behandlung wurden dafür 581 Kernbohrungen mit einem Durchmesser von 33 mm in einem Winkel von 45° zur Rissfläche durch den Riss geführt. Der Durchstoßpunkt Bohrung zu Rissfläche konnte dadurch in die hintere Hälfte der Schalenstärke gelegt und damit Suspensionsaustritte an der Oberfläche auf ein Minimum reduziert werden. In Summe konnten damit 1.300 Liter Suspension bei einem Maximaldruck von 2,0 bar am Bohrlochmund eingepresst werden.

Zur Verifizierung in der Phase 3 wurden in Bereichen der Stollen mit bereits abgeschlossener Ringspaltinjektion Probefelder für die Injektion mittels Feinstzement angeordnet. Gemäß Bohranordnung mussten dafür jeweils im Zwischenraum zu den Bohrungen der Phase 2 Kernbohrungen abgeteuft werden. Im Gegensatz zu den vorangegangen Bohrungen zur Hinterlegungsinjektion durchörterten diese jedoch nicht die Betonkonstruktion. Bereits zu diesem Zeitpunkt war bei einer Begutachtung der gewonnenen Bohrkerne (**Bild 7**) ersichtlich, dass z. T. vorhandene Porositäten im Stampfbeton zu einem beträchtlichen Anteil bereits vollständig durch die Verpressarbeiten der Phase 2 verfüllt wurden. Diese Beobachtung konnte schließlich durch die äußerst geringen Aufnahmen bei der Injektion mit Feinstzement bestätigt werden. Weiterhin musste festgestellt werden, dass vor allem oberflächennahe Umläufigkeiten und ein in der Vergangenheit angebrachter Dichtanstrich zu unkontrollierbaren Austritten der Suspension führten.

Auf Grund früherer unzuverlässiger und ungenauer Angaben mit hoher Streubreite zur Betonfestigkeit wurde in diesem Zuge mit der Sanierungsmaßnahme die einaxiale Beton-

Bild 6 Horizontalrissverpressung

Bild 7 Bohrkerne

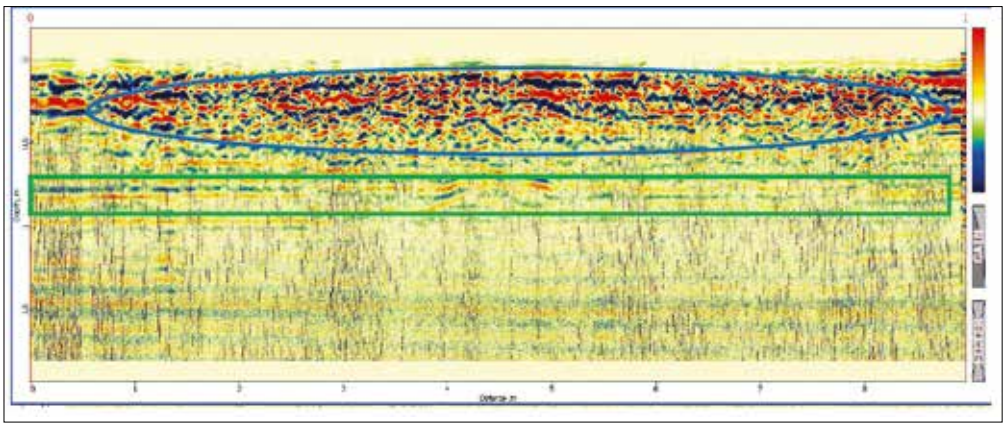


Bild 8 Radarmessspur Stollen II grüner Bereich: Übergang Stollen zu Boden blauer Bereich: Stollenschale

druckfestigkeit mit Bohrkernen aus der Betonschale über den Innenschalenquerschnitt und mit dem Rückprallhammer zerstörungsfrei an der Betonoberfläche untersucht. Da sehr gute einaxiale Betondruckfestigkeiten festgestellt werden konnten, wurde in Abstimmung mit Prüfingenieur, Auftraggeber und Bauüberwachung festgelegt, dass auf Grundlage der bisherigen Erkenntnisse aus den Testfeldern und den festgestellten Betondruckfestigkeiten im Stollen I und II das Injizieren der Tunnelschale mit Feinstzement (Phase 3) entfallen kann. Des Weiteren wurden aus den umfangreichen Ergebnissen der Betondruckprüfungen die maßgebenden Festigkeitsklassen für Kalotte und Ulme für einen konkreten Ansatz der Druckfestigkeit zur Standsicherheitsuntersuchung der Stollenanlagen bestimmt. Aus den zahlreichen Korrelationen der Betondruckprüfergebnisse an Bohrkernen und Prüfungen mittels Schmidt-Hammer wurden schlussendlich die in **Tabelle 1** aufgeführten Druckfestigkeitsklassen mit zugehörigen Kennwerten für die Standsicherheitsberechnung der beiden Stollen zugrunde gelegt.

Abschließend erfolgte zusätzlich zu den Betonuntersuchungen eine Vorher-Nachher-Kontrollprüfung zur Feststellung des Sanierungserfolges in allen Phasen mittels Georadar. Hier konnte eindeutig festgestellt werden, dass vorher vorhandene Hohlräume und Spalten nicht mehr vorhanden waren und die Injektionsarbeiten eine sehr deutliche Verbesserung des Stollensystems erwirkt haben (**Bild 8**).

Tabelle 1 Druckfestigkeitsklassen und Kennwerte

Stollen	Druckfestigkeitsklasse	f_{ck} [MN/m²]	E_{cm} [MN/m²]
I	C 35/45	35	34.077
II	C 40/50	40	35.220

4 Fazit

Nach durchgeführter Sanierung waren für die Injektionsarbeiten im Stollen I 1.202 Kernbohrungen sowie im Stollen II 3.683 Kernbohrungen ausgeführt worden. Die Injektionsmengen für die Dichtringe betrugen 6.774 Liter Injektionsschaum und zur Hohlraumverfüllung wurden rund 1,6 Mio. Liter Zement-Bentonit-Suspension in beiden Stollen mittels Niederdruck-Injektion eingebracht. Die Sanierung der beiden Stollenanlagen konnte erfolgreich innerhalb des vorgegebenen Zeitfensters von nur sieben Wochen termin- und kostengerecht abgeschlossen sowie die Kontrollprüfungen (Druckfestigkeit, Radarprüfungen, Bestandsaufnahmen etc.) durchgeführt werden (**Bild 9**). Die Standsicherheit konnte nachgewiesen werden und der Alzkanal wurde bis zum nächstmöglichen Abstau in ca. 20 Jahren wieder in Betrieb genommen.

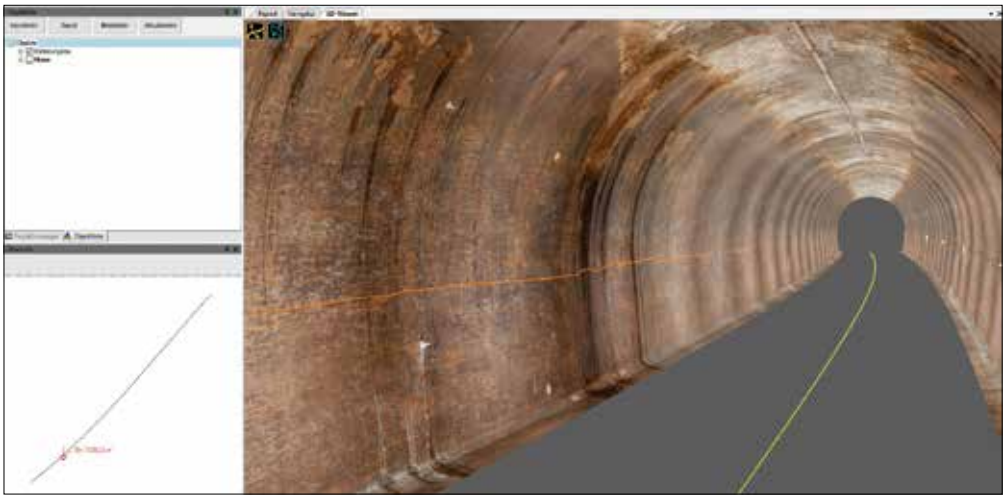
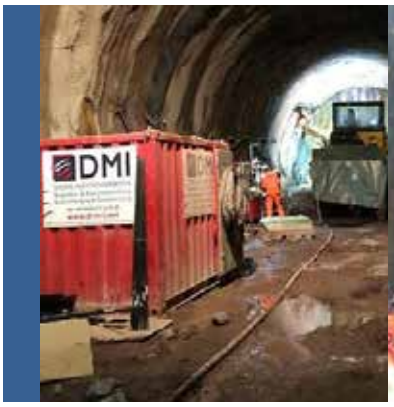


Bild 9 Fotorealistischer Tunnelscan im 3D-Viewer

Injektionen – anspruchsvolle Aufgaben - innovative Lösungen

Stuttgart 21 Los 1b **Düsseldorf Wehrhahnlinie** **Doha – Green Line** **Berlin U5**



DMI Injektionstechnik GmbH, Warmensteinacher Str. 60, 12349 Berlin, Tel: +49 30 4174423-40 Fax: +49 30 4174423-44 E-Mail: info@d-m-i.net
DMI Spezialinjektionen Süd GmbH, Kaistener Str. 33, 97450 Arnstein, Tel: +49 9728 907026-0 Fax: +49 9728 907026-9 E-Mail: info.sued@d-m-i.net

www.d-m.i.net

DMI ist ein im Bau tätiges Spezialunternehmen, das nicht nur in den Bereichen der Baugrubenabdichtung, der „klassischen" Bauwerksabdichtung und Sanierung aktiv ist, sondern auch in der Bodenverfestigung und im Bereich des Spezialtiefbaus.

Folgende Arbeiten führen wir aus:
Bauwerks- und Baugrubenabdichtungen, Injektionen im Tunnelbau, Kraftwerks- und Talsperreninjektionen, Spritzbetonarbeiten, Bohrungen für Injektionen, Anker und Vereisungen, Hebungsinjektionen und Bodenverfestigungen.

Für diese speziellen Arbeiten werden Zemente, Feinstzemente, Kunstharze oder Gele in z. B. Felsklüfte, Sand oder direkt ins Bauwerk (Beton-Mauerwerk) eingepresst. Nach der Aushärtung des Materials entsteht eine Abdichtung und / oder Stabilisierung des Gebirges, des Gebäudes oder des Bauwerkes.

Injektionen werden sehr häufig im Tunnelbau eingesetzt, daher liegt dort auch das Hauptbetätigungsfeld der DMI-Gruppe.

Die Firma DMI hat Ihren Hauptsitz in Berlin und Niederlassungen in den Niederlanden (Weert) und in Bayern (Unterfranken, Arnstein-Schwebenried (DMI Spezialinjektionen Süd GmbH).

Die DMI-Gruppe führt die o. g. Spezialarbeiten nicht nur in Deutschland und Österreich aus, sondern auch weltweit.

Bohrgerät HBR 605-3
Hebungsinjektion Brücke
Füllbach

Injektionscontainer (GIN-Steuerung) mit
Vollautomatische Mischanlage GKI Prutz / Ried

Bohrgerät HBR 608-R
Spezialbohrgerät für Vereisungs-
bohrung Port Said , Egypt

Baugrundabdichtung

Arne Kindler, Dr.-Ing., Stump Spezialtiefbau GmbH, Berlin, (D)

Umweltverträgliche Baustoffe im Spezialtiefbau am Beispiel eines vollbiologischen Weichgels zur Injektion in den Baugrund

Auf der Klimakonferenz 2015 in Paris wurde durch alle anwesenden Länder beschlossen, den CO_2-Ausstoß dahingehend zu minimieren, dass diese Minimierung einen wesentlichen Beitrag zur Verringerung der Klimaerwärmung liefert. Darüber hinaus gibt es zahlreiche nationale und internationale Abkommen zum Schutz des Wasserhaushalts. Demgegenüber steht weltweit der Einsatz von Zementen oder Zementsuspensionen im Spezialtiefbau. In Deutschland bedarf es für jedes Material, das in den Baugrund eingetragen wird, einer umweltbezogenen Prüfung und einer umweltbezogenen allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung. Hiervon betroffen sind damit auch jegliche Bodeninjektionsmittel zu Abdichtungszwecken gegen Grundwasser und Oberflächenwasser. Im Rahmen der Entwicklung neuer Injektionsmittel nahm sich 2016 die Forschungs- und Entwicklungsabteilung der Stump Spezialtiefbau GmbH, Deutschland dieses Themas an und entwickelte auf Grundlage der Bionik ein vollbiologisches Weichgel als Bodeninjektionsmittel.

1 Einleitung

Baugrundinjektionen werden seit über 200 Jahren durchgeführt, wobei die ersten Injektionen mittels Wasser-Zement-Suspensionen ausgeführt wurden. Über die Jahre entwickelte sich die Injektionstechnik stetig weiter. In Deutschland erfuhr die Injektionstechnik erst nach der Erfindung der Chemikalieninjektion durch Joosten im Jahr 1926 eine rasante Weiterentwicklung, wenngleich die reine Chemikalieninjektion schon Anfang des 20. Jahrhunderts entwickelt wurde [1].

Ihren Höhepunkt erreichte die Injektionstechnik im Spezialtiefbau mit der Zunahme der Erstellung tiefgründiger Bauwerke bei hohen Grundwasserständen. Derartige Bauwerke erfordern bis heute eine zeitweilige Trockenlegung der Baugruben (Trogbaugruben) bis zum Erreichen eines auftriebssicheren Bauzustandes. Aufgrund der oftmals vorhandenen Feinkörnigkeit von Sanden in Verbindung mit der Größe der Feststoffpartikel von Zementsuspensionen wird hier für eine erfolgreiche Injektion der Einsatz von Feinstzementen und/oder Weichgelen erforderlich.

In den Jahren bis 1995 erfreute sich die Injektion von Weichgelen, insbesondere in Berlin, einer großen Beliebtheit. Im selben Jahr verfügte die zuständige Senatsverwaltung der Stadt Berlin aber einen Ausführungsstopp, um u. a. der Frage der chemischen Beeinflussung des Grundwasserabstroms aus der Injektionsmaßnahme nachzugehen. Seit dem Jahr 2000 gibt es vom Deutschen Institut für Bautechnik (DIBt) der Bundesrepublik Deutschland eine Richtlinie zur „Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser“ [2]. Hierin ist sehr detailliert aufgeführt, welche Versuche und welche Randbedingungen für eine Bewertung der Umweltverträglichkeit von Bauprodukten im Grundwasser gelten.

2 Geschichte

Die in Deutschland im Wesentlichen eingesetzten chemischen Injektionsmittel für großflächige Abdichtungen bei hohen Grundwasserständen waren seinerzeit sogenannte Weichgele. Die Hauptbestandteile dieser Weichgele waren Wasser, Wasserglas und ein Reaktiv. Das zum Einsatz gebrachte Wasserglas ist eine wässrige Lösung von Natriumsilikaten als Drei-Phasen-System in Kombinationen von Alkalioxiden, Kieselsäure und Wasser [3]. Als Reaktiv wurde häufig Natriumaluminat eingesetzt.

Der seinerzeit durch die Senatsverwaltung von Berlin verhängte Ausführungsstopp wurde mit der alkalischen Reaktion der Wasserglaslösungen (pH-Werte ≥ 10) sowie mit einer möglichen Freisetzung des Aluminats des Reaktives begründet. Die in diesem Zusammenhang beauftragten numerischen Modelluntersuchungen des DIBt zeigten 1997 in diversen Worst-Case-Studien [4], dass es zu einem zeitunabhängigen gleichbleibenden Austrag von Reaktionsprodukten aus der Weichgelsohle kommt. Diese Studien konnten zwar widerlegt werden [3], fanden jedoch keine ausreichende Berücksichtigung im Zulassungsverfahren der zuständigen Senatsverwaltung. In den Folgejahren folgten deutschlandweit weitere Städte der Präzedenzfallentscheidung der Senatsverwaltung von Berlin.

3 Grundlegende Richtlinie

Im Ergebnis dieser Situation wurde durch das DIBt eine Richtlinie zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser [2] erarbeitet, welche die Grundla-

ge für jegliche Injektionsmittel im Baugrund darstellt und auf deren Grundlage eine Umweltverträglichkeit durch das DIBt als allgemeine bauaufsichtliche Zulassung (abZ) erteilt wird. Die 2001 erstmals im DIBt erschienene Richtlinie beschreibt aus den Inhaltsstoffen damaliger Weichgele sogenannte Leitparameter, welche bis heute zu untersuchen sind. Hierzu zählen u. a. die möglichen anorganischen Wasserinhaltsstoffe Aluminium, Natrium und Silizium sowie zusätzlich die physiko-chemischen Parameter elektrische Leitfähigkeit, pH-Wert und Temperatur.

Da in allen Ausgangsprodukten ebenfalls geringste Spuren von Arsen, Kupfer, Eisen, Magnesium, Quecksilber, Titan und Zink vorhanden sein können [4], sind die heutigen Weichgelprodukte ebenfalls hinsichtlich ihrer Schwermetallbelastung zu untersuchen. Zu diesem Zweck erfolgt die Untersuchung der Injektionsstoffe durch die Auswertung inverser Säulenelutionsversuche nach DIN 19631 [5]. Ziel dieser Untersuchungen sind, wie erwähnt, die Feststellungen hinsichtlich mobilisierbarer Inhaltsstoffe sowie zur ökotoxikologischen Wirkung dieser Stoffe. Als wichtigste Forderung des DIBt [6] wird die Einhaltung eines pH-Wertes < 10,5 im reagierenden Gemisch der Injektionsstoffe betrachtet, da es durch eine Veränderung des pH-Wertes im Boden zur Mobilisierung von gebundenen Stoffen (z. B. Huminstoffe) und damit verbundenen Sekundäreffekten kommen kann.

Der inverse Säulenversuch ist im Wesentlichen durch seinen Versuchsablauf gekennzeichnet. Der Versuchsaufbau und die Versuchsdurchführung im Labor lassen sich durch folgende Punkte beschreiben:

- Genormter Acrylglaszylinder
- Füllung des Zylinders durch einen genormten Füllsand
- Konditionierung des Füllsandes mit Trinkwasser
- Injektion des Weichgels
- Durchströmen des gefüllten und injizierten Zylinders mit Trinkwasser
- Sammeln der Eluate in vorgegebenen Zeitintervallen

In einem ersten Schritt sind allgemeine Parameter (Geruch, Trübung, Neigung zu Schaumbildung) im Eluat organoleptisch zu ermitteln und zu bewerten. Im nächsten Schritt werden die Eluate hinsichtlich ihrer stofflichen Parameter analysiert. Hierzu zählen u. a. die Bestimmung des pH-Wertes, der elektrischen Leitfähigkeit und der Gesamtgehalt an organischem Kohlenstoff (TOC). Darüber hinaus können durch das DIBt weitere stoffliche Parameter gefordert werden.

Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind hinsichtlich der elektrischen Leitfähigkeit und der Schwermetallbelastung mit den Grenzwerten der Länderarbeitsgemeinschaft Abfall (LAGA) [5] bezüglich ihrer Geringfügigkeit zu vergleichen. Für weitere nicht durch die LAGA erfasste stoffliche Parameter wird die Trinkwasserverordnung (TrinkwV) [6] der Bundesrepublik Deutschland herangezogen. Kommt es bei der Bestimmung des Summenparameters TOC zu einer Überschreitung von 20 mg/l, sind weiterführende ökotoxikologische Untersuchungen (biologischer Test) durchzuführen.

Zur Verifizierung der Versuchsergebnisse sowie zum besseren Verständnis der Stoffmobilisierung im Injektionskörper werden alle Versuche im eigenen Hause numerisch modelliert und nachgerechnet. In **Bild 1** ist ausschnittsweise eine Zeitstudie für die Stoffmobilisierung von Chlorid aus einem Injektionskörper dargestellt. Dabei sind die Zeitpunkte t = 0 für den Zeitpunkt nach der Injektion, für t = 2 Stunden nach der Injektion sowie für t = 168 h dargestellt. Es zeigt sich erwartungsgemäß, dass der Mobilisierungsgrad auf Grund der rückläufigen Gesamtkonzentration über die Versuchszeit abnimmt. Durch die Simulation des Stofftransportes sowie deren Validierung mit den Laborergebnissen wächst das Verständnis zum Stofftransport im Baugrund und dessen Auswirkung auf die Injektionstechnik. Die numerische Simulation erfolgte mittels der kommerziellen Software COMSOL Multiphysics.

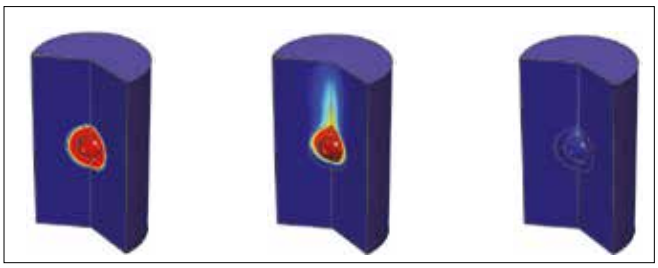


Bild 1 Numerische Simulationsergebnisse eines Säulenversuches zur Verifizierung der Stoffmobilisierung am Beispiel des Chloridaustrages; links: t = 0 h nach Injektion; Mitte: t = 2 h nach Injektion; rechts: t = 168 h nach Injektion

4 Umweltverträgliche Weichgele

Im Ergebnis dieser geschichtlichen Entwicklung in der chemischen Injektionstechnik begannen die Spezialtiefbauunternehmen in Deutschland mit der Entwicklung neuer umweltverträglicher und somit der DIBt-Richtlinie [2] entsprechender Weichgele. In diesem Zusammenhang wurden die ersten abZ für umweltverträgliches Weichgel durch die Firma Bauer (Silikat-Gel), gefolgt von der Firma Insond/Züblin (Acrylat-Gel) erwirkt.

4.1 Eigene umweltverträgliche Weichgele

Im Rahmen der o. g. geschichtlichen Entwicklung hat auch die Firma Stump Spezialtiefbau GmbH eigene umweltverträgliche Weichgele entwickelt. Hierbei handelt es sich um drei unterschiedliche Produkte, welche sich in ihren Reaktionsmechanismen sowie in ihrer Zusammensetzung und somit in ihren möglichen Einsatzgebieten unterscheiden.

Das derzeitig allgemein bauaufsichtlich zugelassene Silikat-Gel „Stump-Silikatgel SIG 60“ zeichnet sich dadurch aus, dass alle Reaktionskomponenten bei beengten Baustellenverhältnissen auch als Siloware in ungelöstem Zustand lieferbar sind. Die Rezeptur besteht neben dem Hauptbestandteil Wasser aus einer chemisch hergestellten und einer natürlich vorkommenden Reaktionskomponente. Diese Zusammensetzung ist der Grundstein für eine günstige CO_2-Bilanz. Die mit dem Reaktionsablauf verbundene pH-Wert-Veränderung liegt deutlich unterhalb der Forderungen der Richtlinie des DIBt von pH-Wert < 10,5.

Das zweite im Zulassungsverfahren befindliche umweltverträgliche Weichgelprodukt „Stump-Silitight 69“ ist eher ein „klassisches“ Silikatgelprodukt, bei welchem alle Reaktionskomponenten aus umweltverträglichen chemischen Komponenten bestehen. Hierdurch kann jedoch ein wirtschaftlicher Vorteil gegenüber dem erstgenannten Silikat-Gel erzielt werden. Trotz der chemisch hergestellten Grundkomponenten erfüllt auch dieses Silikatgel ohne Einschränkung alle Zulas-

sungsvoraussetzungen des DIBt und bietet ebenfalls eine ausgewogene CO_2-Bilanz.

Als drittes Weichgelprodukt befindet sich ein vollbiologisches Weichgel im Zulassungsverfahren. Es ist dadurch gekennzeichnet, dass es aus einem Biopolymer mit entsprechenden natürlichen Reaktionskomponenten besteht. Dieses Weichgel zeichnet sich durch seine pH-Wert-Neutralität sowie durch eine vollständig neutrale CO_2-Bilanz aus. Aufgrund der eingesetzten Materialkomponenten wird dieses Weichgel unter dem eingetragenen Warenzeichen „Bio-Weichgel" vertrieben. Die Vorteile dieses Produktes liegen vor allem in der Verwendbarkeit in Naturschutzgebieten sowie in Grundwasserschutzgebieten.

4.2 Das Bio-Weichgel

Die Entwicklung des Bio-Weichgels hat eine besondere Geschichte. Anders als die beiden weiteren Weichgele von Stump, fand die Entwicklung des Bio-Weichgels nicht im Labor statt, vielmehr bedient sich die Entwicklung der Bionik. Der Ursprung des Bio-Weichgels liegt bzw. schwimmt in ca. 30 m tiefen tropischen Flachwasserregionen wie dem Indischen Ozean. Eine dort beheimatete Fischart siedelt aufgrund ihrer Lebensweise in selbstgegrabenen Höhlen in sandigem Meeresgrund. Zur Vermeidung des Nachrieselns von Sand werden die Höhlenwände durch ein selbstproduziertes Sekret stabilisiert. Dieses Sekret ist entsprechend seiner chemischen Zusammensetzung ein tierisches Biopolymer, welches auch als pflanzliches Biopolymer auf dem Weltmarkt verfügbar ist.

Darauf aufbauend wurde das Bio-Weichgel entwickelt. Es zeichnet sich aufgrund seiner Zusammensetzung wie auch der Herkunft seiner Einzelkomponenten durch eine wirkliche Umweltverträglichkeit aus. Untersuchungsreihen haben gezeigt, dass bei einem mittleren Gesamtmischungsverhältnis von Wasser/Biopolymer von 1:0,03 diverse Topf- und Abbindezeiten realisierbar sind. Die Bandbreite liegt in Abhängigkeit vom Mischungsverhältnis zwischen wenigen Sekunden bis weit über 180 Minuten. Damit werden alle technisch relevanten Verarbeitungszeiten abgedeckt. Erwähnenswert scheint an dieser Stelle der Hinweis, dass das Bioweichgel durch Bauingenieure ohne Zuhilfenahme anderer naturwissenschaftlicher Disziplinen entwickelt wurde.

Im folgenden Abschnitt werden die wesentlichen Ergebnisse der inversen Säulenelutionsversuche aller drei Weichgele gegenübergestellt und mit den Forderungen des DIBt verglichen. Dabei ist festzuhalten, dass es sich bei dem Startwert zur Versuchszeit t = 0, um den Blindwert (BW) handelt. Der Blindwert stellt den vorhandenen Startwert dar, welcher im genutzten Trinkwasser vorhanden ist.

5 Ergebnisse der inversen Säulenelutionsversuche

5.1 Versuchsergebnisse „Stump-Silikatgel SIG 60"

Das untersuchte Silikatgel „Stump-Silikatgel SIG 60" zeichnete sich hinsichtlich seiner allgemeinen Parameter als unauffällig aus. Das DIBt forderte aufgrund der eingesetzten Einzelkomponenten unter anderem auch die Untersuchung des Chlorid-Austrags aus dem Injektionskörper. Im Folgenden werden der pH-Wert (**Bild 2**), der TOC-Gehalt (**Bild 3**) sowie der zusätzlich zu bestimmende Chlorid-Gehalt (**Bild 4**) grafisch dargestellt.

Die Ergebnisse der Versuchsreihen im Labor zeigten nur bei den Chlorid-Werten eine kurzzeitige Überschreitung der zulässigen Werte und wurden deshalb durch das DIBt als unkritisch gewertet. Werden alle Versuchsergebnisse betrachtet, so lässt sich feststellen, dass alle drei Graphen durch einen ersten deutlichen Peak gekennzeichnet sind.

Die numerischen Simulationen zeigten, dass durch die Injektion des Versuchsbodens der Zwei-Phasen-Strömung folgend zwei unterschiedliche Injektionsbereiche ausgebildet wurden. Der Bereich 1 (innerer Bereich) ist durch eine vollständige Verdrängung des freien Wassers gekennzeichnet. Der Bereich 2 ist hingegen durch eine unzureichende Verdrängung des freien Wassers gekennzeichnet. Dies führt zu einer Verdünnung des Injektionsstoffes mit der Folge, dass die Topfzeit im Bereich 2 durch die Verdünnung stark erhöht wird. Mit Beginn der Durchströmung der Säule wird dieses Material ausgetragen und führt im Eluat zu einer kurzzeitigen Erhöhung der Messwerte.

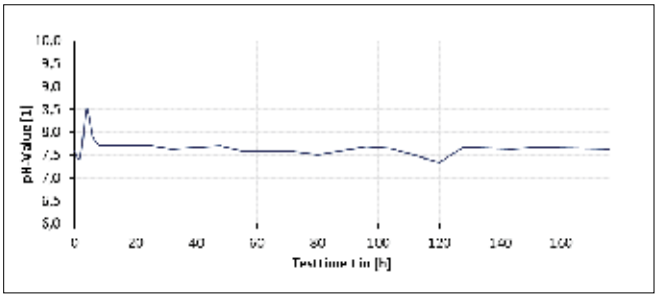


Bild 2 pH-Wert-Verlauf des „Stump-Silikatgel SIG 60" während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

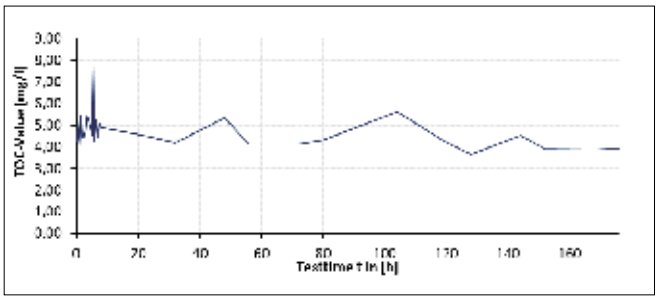


Bild 3 TOC-Wert-Verlauf des „Stump-Silikatgel SIG 60" während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

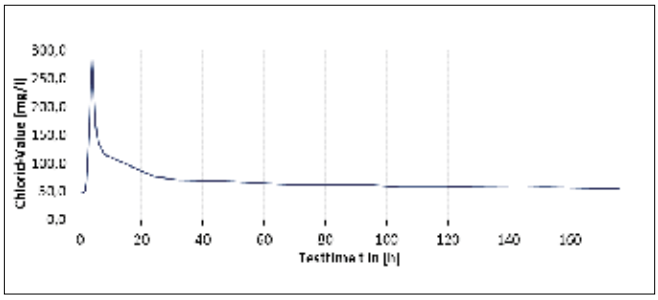


Bild 4 Chlorid-Wert-Verlauf des „Stump-Silikatgel SIG 60" während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

5.2 Versuchsergebnisse „Stump-Silitight 69“

Das Silikatgel „Stump-Silitight 69“ zeichnete sich hinsichtlich seiner allgemeinen Parameter als in der Summe unauffällig aus, wobei es aufgrund der chemischen Reaktion zu einer deutlichen pH-Wert- und TOC-Wert-Erhöhung im ersten Versuchszeitbereich bis 60 Stunden nach der Injektion kommt (vgl. **Bilder 5** und **Bild 6**). Die ökotoxikologischen Untersuchungen zeigten jedoch keine Auffälligkeiten. Der charakteristische Verlauf der Graphen ist auf die gleichen Vorgänge wie zuvor beschrieben zurückzuführen. Jedoch zeigt sich ein größeres Puffervermögen des Injektionsgutes hinsichtlich des pH- und TOC-Wertes durch die chemische Reaktion der Einzelkomponenten.

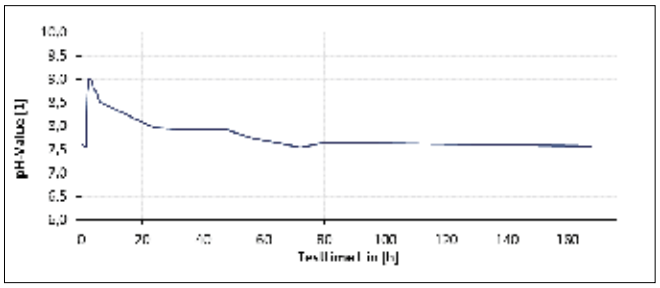


Bild 5 pH-Wert-Verlauf „Stump-Silitight 69“ während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

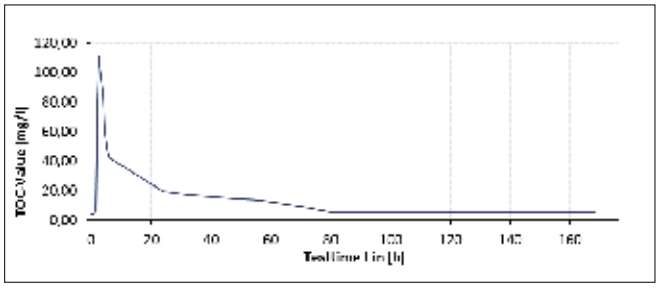


Bild 6 TOC-Wert-Verlauf „Stump-Silitight 69“ während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

5.3 Versuchsergebnisse „Stump-Bio-Weichgel“

Das neue „Bio-Weichgel“ von Stump zeichnet sich insbesondere durch seine pH-Wert-Neutralität aus. Wie in **Bild 7** zu erkennen, wird der pH-Wert nur marginal beeinflusst. Dadurch ist sichergestellt, dass es nicht aufgrund einer pH-Wert-Änderung zu einer Mobilisierung von gebundenen Stoffen kommen kann. Darüber hinaus ist in **Bild 8** der TOC-Wert-Verlauf dargestellt. Auch hier zeigt sich der erwartete Verlauf.

Nach der Injektion kommt es durch den Zwei-Phasen-Strömungseffekt zu einem kurzzeitigen Anstieg des TOC-Gehaltes im untersuchten Eluat. Die Zunahme des TOC-Wertes ist im Verhältnis zu den Messergebnissen in **Bild 6** eher marginal. Ungeachtet dessen muss es auf Grund der rein biologischen

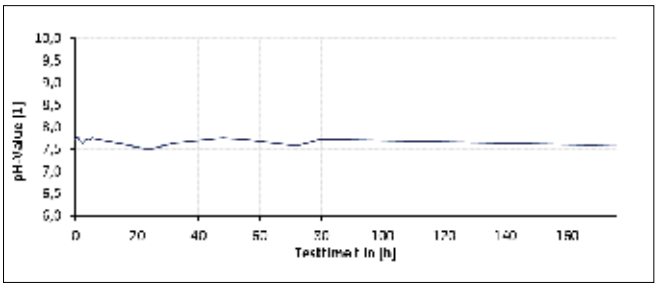


Bild 7 pH-Wert-Verlauf des „Stump-Bio-Weichgel“ während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

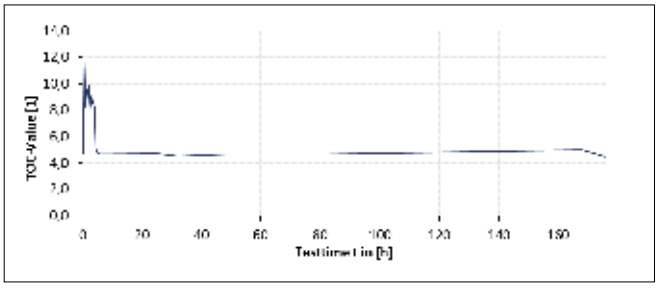


Bild 8 TOC-Wert-Verlauf des „Stump-Bio-Weichgel“ während des inversen Säulenelutionsversuches über 168 h

Tabelle 1 Ergebnisse der Schwermetallanalysen der Trockenmasse Biopolymer

Parameter	Einheit	Messwert	Verfahren	Z0	Z1	Z2
		Trocken-substanz		Grenzwerte		
Arsen	mg/kg TS	< 5	DIN EN ISO 11885 (E 22)	10	45	150
Cadmium	mg/kg TS	< 0,1	DIN EN ISO 11885 (E 22)	0,4	3	10
Chrom (Gesamt)	mg/kg TS	< 0,5	DIN EN ISO 11885 (E 22)	30	180	600
Kupfer	mg/kg TS	27	DIN EN ISO 11885 (E 22)	20	120	400
Nickel	mg/kg TS	0,7	DIN EN ISO 11885 (E 22)	15	150	500
Blei	mg/kg TS	< 2	DIN EN ISO 11885 (E 22)	40	210	700
Zink	mg/kg TS	4,7	DIN EN ISO 11885 (E 22)	60	450	1500
Quecksilber	mg/kg TS	< 0,1	DIN EN ISO 12846 (E 12)	0,1	1,5	5

Komponenten zu einer Erhöhung des TOC-Wertes kommen. Es zeigt sich aber auch, dass das Injektionsmittel eine stabile Injektionsmasse darstellt, da der TOC-Wert nach kurzer Zeit auf den Ausgangszustand zurückfällt.

In **Tabelle 1** und **Tabelle 2** sind die Ergebnisse der Schwermetallbelastung der Grundkomponente aus der Analyse der Trockenmasse wie auch der Analyse am Eluat dargestellt; die Ermittlung erfolgte nach DIN EN ISO 11855 [9] bzw. DIN EN ISO 12846 [10]. Als einzige Auffälligkeit zeigt sich ein erhöhter Kupferwert in der Trockenmasse und dem Eluat. Diese Auffälligkeit ist jedoch auf die natürlichen Randbedingungen des Wachstumsortes des Biopolymers zurückzuführen, da dem Biopolymer keine Stoffe zugegeben wurden. In **Tabelle 3** sind die Ergebnisse der Schwermetallbelastung am Feststoff und Eluat aller drei Weichgele gegenübergestellt. Die Maximalwerte der Analysen sind zur besseren Vergleichbarkeit hervorgehoben.

Im Ergebnis der inversen Säuleneluationsversuche wird im eigenen Hause abschließend eine numerische Analyse hinsichtlich des Stoffaustrages aus einer Injektionssohle simuliert. In **Bild 9** ist beispielhaft der TOC-Austrag im Abstrom einer Injektionssohle für das Produkt „Stump-Silitight 69" über drei Zeiträume dargestellt: oben der Ausgangszustand zum Zeitpunkt t = 0 (Injektionsbeginn), in der Mitte die TOC-Fahne unter Berücksichtigung einer Grundwasserneubildung nach einem Zeitraum von t = 365 d, unten der Stoffaustragungszustand für den Zeitpunkt t = 3.650 d.

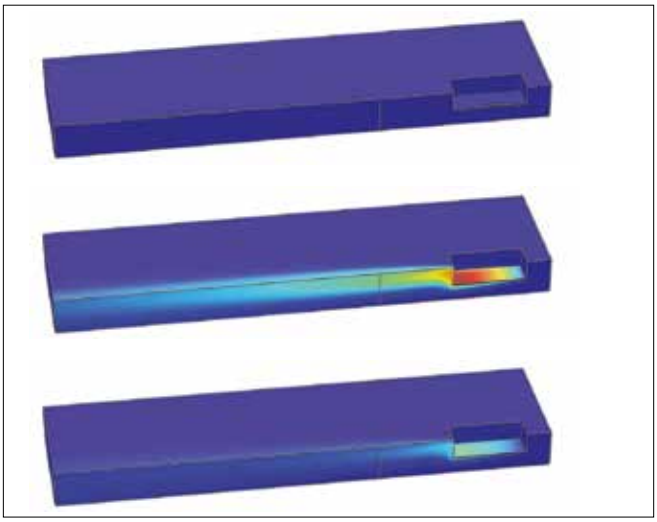


Bild 9 Numerisches Simulationsmodell zum TOC-Austrag aus einer Injektionssohle; oben: Zeitpunkt t = 0 d Ausgangszustand Mitte: Zeitpunkt t = 365 d nach Injektionsabschluss unten: Zeitpunkt t = 3.650 d nach Injektionsabschluss

Tabelle 2 Ergebnisse der Schwermetallanalysen im Eluat des Biopolymers

Parameter	Messwerte Eluat [µg/l]	Verfahren	ZO	Z1.1	Z1.2	Z2
			Grenzwerte			
Arsen	< 4	DIN EN ISO 11885 (E 22)	14	14	20	60
Cadmium	< 0,4	DIN EN ISO 11885 (E 22)	1,5	1,5	3	6
Chrom (ges.)	< 2	DIN EN ISO 11885 (E 22)	12,5	12,5	25	60
Kupfer	20	DIN EN ISO 11885 (E 22)	20	20	60	100
Nickel	< 4	DIN EN ISO 11885 (E 22)	15	15	20	70
Blei	< 4	DIN EN ISO 11885 (E 22)	40	40	80	200
Zink	< 40	DIN EN ISO 11885 (E 22)	150	150	200	600
Quecksilber	< 0,4	DIN EN 1483 (E 12)	0,5	0,5	1	2

Tabelle 3 Gegenüberstellung der Ergebnisse der Schwermetallanalysen im Feststoff und im Eluat der drei Weichgele

	Bio-Weichgel	Silitight 69	Silikatgel SIG 60	Bio-Weichgel	Silitight 69	Silikatgel SIG 60
Parameter	**Messwerte Trockenmasse mg/kg]**			**Messwerte Eluat [µg/l]**		
Arsen	< 5	--	< 5	< 4	< 4	19
Cadmium	< 0,1	--	< 0,1	< 0,4	0,68	< 0,4
Chrom (ges.)	< 0,5	--	0,77	< 2	< 2	< 2
Kupfer	27	--	16	20	0,51	82
Nickel	0,7	--	0,7	< 4	< 4	< 4
Blei	< 2	--	< 2	< 4	8,8	4,6
Zink	4,7	--	5,6	< 40	< 40	< 40
Quecksilber	< 0,1	--	< 0,1	< 0,4	< 0,4	< 0,4

6 Zusammenfassung

Mit der Entwicklung eines vollbiologischen Weichgels auf der Grundlage der Bionik ist es gelungen, einen wesentlichen Beitrag zur Schonung der Umwelt und des CO_2-Ausstoßes zu liefern. Es wurde gezeigt, dass die wesentlichen Leitparameter des Bio-Weichgels in Form von pH-Wert und TOC-Wert, welche zur Mobilisierung von gebundenen Stoffen im Boden führen könnten, gar nicht bzw. nur geringfügig auftreten. Darüber hinaus wird gezeigt, dass der Einsatz des Bio-Weichgels zu keinem Schadstoffeintrag im Boden führt und damit der Boden nicht nachhaltig negativ verändert wird. Im Rahmen der Entwicklung wurden verschiedene stoffliche Zusammensetzungen überprüft und ausgewertet sowie deren Auswirkungen auf den anstehenden Baugrund durch numerische Simulationsmodelle untersucht. Mit der Entwicklung des ersten vollbiologischen Weichgels wurde gezeigt, dass die Nutzung natürlich vorkommender biologischer Ressourcen den Weg für die Entwicklung echter umweltverträglicher Baustoffe möglich macht.

Literatur

[1] Kutzner, C. (1991): Injektionen im Baugrund, Enke-Verlag, Stuttgart.

[2] DIBt (2009): Grundsätze zur Bewertung der Auswirkungen von Bauprodukten auf Boden und Grundwasser. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

[3] Eiswirth, M., Ohlenbusch, R., Schnell, K. (1998): Grundwasserbeeinträchtigung durch Weichgelinjektionssohlen. Schriftenreihe Angewandte Geologie Karlsruhe, Nr. 50, Seite 117-134.

[4] Brauns, J., Kast, K. Hötzl, H. & Eiswirth, M. (1997): Anwendung von Weichgelsohlen zur horizontalen Abdichtung von Baugruben durch Injektionssohlen – Fragen zur Beeinflussung der Grundwasserqualität. Verifikation anhand einer Demonstrationsbaugrube. Unveröffentlichtes Gutachten, Universität Karlsruhe.

[5] DIN 19631 (2016): Leaching of construction products – Percolation method for the examination of the leaching behaviour of materials injected into the soil. Beuth-Verlag, Berlin.

[6] DIBt (2009): Handlungsempfehlungen für die Beurteilung von speziellen Bauprodukten bezüglich möglicher pH-Wertänderungen in Boden und Grundwasser. Deutsches Institut für Bautechnik, Berlin.

[7] LAGA (2002): LAGA PN 98 – Richtlinie für das Vorgehen bei physikalischen, chemischen und biologischen Untersuchungen im Zusammenhang mit der Verwertung/Beseitigung von Abfällen. Mitteilung 32, Länderarbeitsgemeinschaft Abfall, München.

[8] TrinkwV (2011): Bundesministerium für Gesundheit, dem Bundesministerium für Verbraucherschutz, Ernährung und Landwirtschaft im Einvernehmen mit dem Bundesministerium für Wirtschaft und Technologie und dem Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit mit Zustimmung des Bundesrates, Berlin.

[9] DIN EN ISO 11885 (2009): Water quality – Determination of selected elements by inductively coupled plasma optical emission spectrometry (ICP-OES) (ISO 11885:2007). German version EN ISO 11885:2009. Beuth-Verlag, Berlin.

[10] DIN EN ISO 12846 (2012): Water quality – Determination of mercury – Method using atomic absorption spectrometry (AAS) with and without enrichment (ISO 12846:2012), German version EN ISO 12846:2012. Beuth-Verlag, Berlin.

Sicher bauen, auf jedem Fundament.
LIEBHERR HS 8100
Als eines der traditionsreichsten Spezialtiefbauunternehmen Deutschlands realisieren wir mit innovativen Lösungen anspruchsvolle Infrastrukturprojekte. Wir bieten maßgeschneidertes Knowhow im Wirtschaftsbau und sanieren und erhalten historische Bauwerke. Unser Erfolg basiert auf mehr als 50 Jahren Erfahrung und der langjährigen Verbundenheit unserer Mitarbeiterinnen und Mitarbeiter. stump.de
Stump

Martin Wittke, Dr.-Ing., WBI GmbH, Weinheim (D)
Dieter Schmitt, Dipl.-Ing., WBI GmbH, Weinheim (D)

Abdichtung der Übergangszone zwischen unausgelaugtem und ausgelaugtem Gipskeuper durch Injektionen mit Pasten, Suspensionen und Polyurethanen bei Tunneln des Projekts Stuttgart 21

Für die Tunnel des Projekts Stuttgart 21 wurden umfangreiche Einpressarbeiten zur vorauseilenden Abdichtung der Auslaugungsfront durchgeführt. Im Bereich eines Sportplatzes in Untertürkheim wurden die Injektionen von Obertage dem Tunnelvortrieb vorauseilend durchgeführt. Hierfür wurden verrohrte Vollbohrungen in einem Raster von 5 m × 5 m hergestellt. In die Verrohrung wurden Einfachpacker (Textilpacker) eingebaut und es wurden hochviskose Zementpasten (w/z = 0,45) eingepresst. Im Zuge der Verdichtung des Injektionsrasters wurden im Anschluss Zementsuspensionen (w/z = 0,8 bis 1,0) eingesetzt. In einem Abschnitt, in dem die Geländeoberfläche nicht zugänglich war, wurden entsprechende Injektionen aus der hier tieferliegenden Nachbarröhre heraus hergestellt. In anderen Abschnitten, in denen die Injektionen aus dem Tunnelquerschnitt vorauseilend durchgeführt werden mussten, kamen meist PU-Injektionen zur Anwendung.

1 Einleitung

Ein großer Teil der für das Projekt Stuttgart 21 erstellten Tunnel kommt in den Schichten des Gipskeupers zu liegen. Im Ausgangszustand enthält das Gestein Sulfate in unterschiedlichen Anteilen. Diese werden ausgehend von der Geländeoberfläche in geologischen Zeiten gelöst und abtransportiert. Übrig bleibt ein Residualgestein, der sog. ausgelaugte Gipskeuper. Die Fläche, in der die Auslaugung stattfindet, wird auch als Auslaugungsfront bezeichnet.

Auslaugungsprozesse können infolge von Inhomogenitäten im Baugrund auch örtlich verstärkt auftreten. Der Umfang der Auslaugung wird durch die Grundwasserströmung und das wirksame hydraulische Gefälle beeinflusst. An der Auslaugungsfront ist erfahrungsgemäß mit Zonen und Rinnen zu rechnen, die eine stärkere Wasserführung aufweisen.

Bild 1 Tunnel nach Ober-/Untertürkheim, Lageplan

Beim Durchfahren bzw. Anschneiden der Auslaugungsfront mit einem Tunnelvortrieb können unkontrollierte Wasserzutritte auftreten, die den Vortrieb sehr erschweren. Um solche Wasserzutritte zu beherrschen, wurden bei den Tunneln des Projekts Stuttgart 21 umfangreiche Einpressarbeiten zur vorauseilenden Abdichtung und Verfestigung des ausgelaugten Gipskeupers im Bereich der Auslaugungsfront durchgeführt. Nachfolgend wird über Injektionen berichtet, die von Obertage und aus einer benachbarten Tunnelröhre heraus ausgeführt wurden.

2 Vortriebsarbeiten Tunnel nach Ober-/Untertürkheim

Die Tunnel nach Ober-/Untertürkheim führen vom neuen Hauptbahnhof im Zentrum von Stuttgart in Richtung Osten (**Bild 1**). Im Anfahrbereich kommen die zweigleisigen Tunnelquerschnitte, in denen die Gleise Richtung Flughafen sowie Richtung Neckartal noch in gemeinsamen Röhren verlaufen, sowie Teile der Verzweigungsbauwerke im ausgelaugten Gipskeuper zu liegen. Danach werden unter dem Gablenberg bis zum Neckartalrand die Schichten des unausgelaugten, anhydritführenden Gipskeupers durchfahren, die durch ihr starkes Quellvermögen gekennzeichnet sind. Im Neckartal kommen die Tunnelröhren überwiegend im unausgelaugten, nahezu anhydritfreien Gipskeuper zu liegen. Beim Auftauchen in Ober- und Untertürkheim schneiden die Tunnelröhren den ausgelaugten Gipskeuper, in Untertürkheim am Ende der bergmännischen Tunnelstrecken auch die stark wasserführenden Neckarkiese an (**Bilder 1 und 2**).

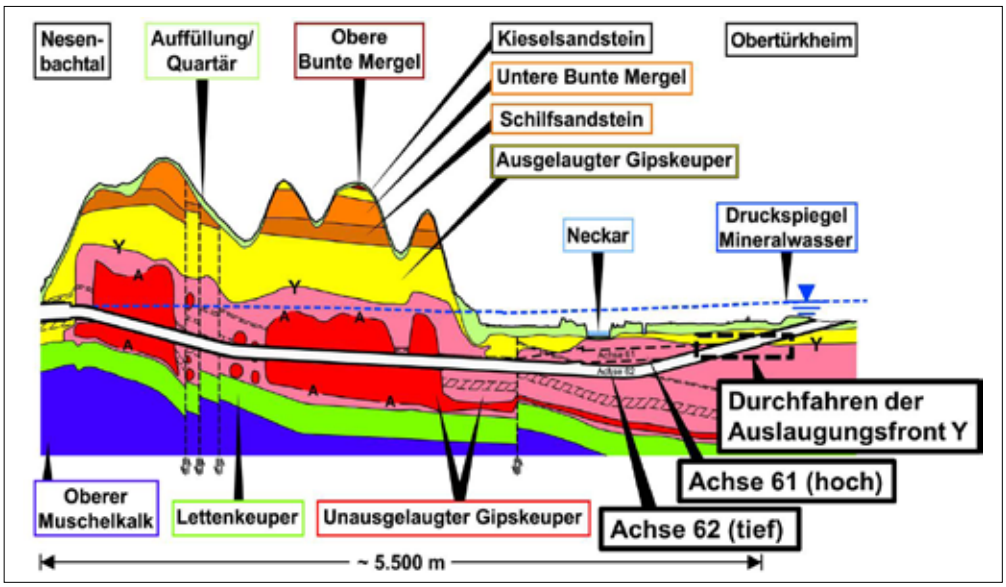


Bild 2 Längsschnitt der Tunnel nach Ober-/ Untertürkheim

Die Vortriebe, die bereits weit fortgeschritten sind, erfolgen nach der Spritzbetonbauweise im Vollausbruch mit Sohlschluss. In Bereichen, in denen der Querschnitt oder der obere Teil des Querschnitts im ausgelaugten Gipskeuper zu liegen kommt, bei einer stärkeren Entfestigung des Gebirges sowie bei einer geringen Überdeckung wird eine vorauseilende Sicherung mit Spießen bzw. Rohrschirmen sowie teilweise eine Ortsbruststützung ausgeführt.

Beim Vortrieb der Tunnelröhren nach Obertürkheim traten nach der Unterfahrung des Neckars erwartungsgemäß stärkere Wasserzutritte auf. Aufgefahren wurde hier zunächst die infolge des Abzweigs der Röhren nach Untertürkheim hier tiefer liegende Röhre Achse 62 (Bild 2). Die Wasserzutritte hatten eine starke Reduzierung der Vortriebsgeschwindigkeit zur Folge.

In Abstimmung zwischen dem Bauherren (DB Projekt Stuttgart–Ulm GmbH, kurz: DB PSU), der ausführenden Arge (ATCOST21) und WBI wurde daher entschieden, die Reihenfolge der Vortriebsarbeiten anzupassen und vorauseilende Injektionen der Auslaugungsfront auszuführen. Der Vortrieb der Tunnelröhre Achse 62 wurde unterbrochen und die Röhre Achse 61 wurde nachgeholt. Zeitlich parallel wurden Injektionen von der Geländeoberfläche und aus der bereits aufgefahrenen Tunnelröhre Achse 62 durchgeführt. Die Einpressungen von der Geländeoberfläche waren möglich, da im Trassenbereich ein Fußballplatz und Tennisplätze vorhanden waren, über die der Zugang für Baugeräte erfolgen konnte (Bild 1). Zudem gelang es dem Bauherrn schnell, eine Einigung mit den betroffenen Sportvereinen zu erzielen.

3 Konzept der Injektionen von der Geländeoberfläche

Die Planung der zusätzlichen Injektionen wurde von WBI im Auftrag der DB PSU durchgeführt. Die Ausführung erfolgte durch die Stump Spezialtiefbau GmbH als Nachunternehmer der Arge ATCOST21.

Die Ausdehnung der Sportanlagen ermöglichte die Anordnung eines ca. 200 m langen Injektionsfeldes oberhalb der beiden Tunnelröhren. Festgelegt wurde ein Regelraster der vertikalen Injektionsbohrungen von 5 m × 5 m (Bild 3). Im Bereich der Bohransatzpunkte wurden zunächst Kampfmittelsondierungen durchgeführt. Anschließend konnten die Bohr- und Injektionsarbeiten aufgenommen werden.

Die Wasserwegigkeiten im Bereich der Auslaugungsfront ließen hohe Aufnahmemengen der Bohrungen erwarten.

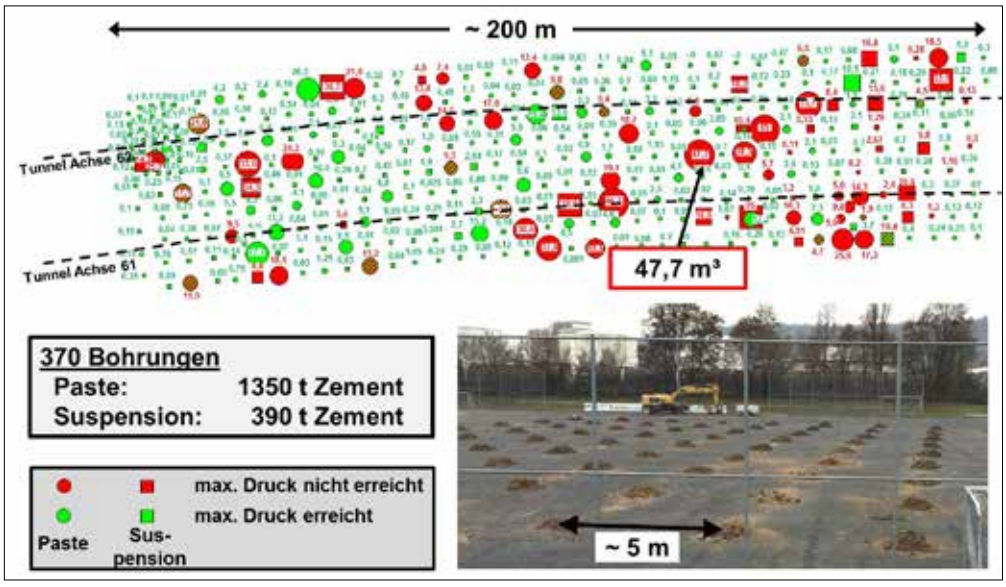


Bild 3 Lageplan des Bereichs der Sportplätze mit Aufnahmemengen der Injektionen

Zudem wurde ein Abtransport des Injektionsmittels mit der Grundwasserströmung in Richtung Neckar befürchtet. Daher wurden im ersten Schritt der Einpressungen wasserarme Zementpasten in einem größeren Raster der Bohrungen verpresst. Die Pasten zeichnen sich durch einen vergleichsweise großen Widerstand und eine entsprechende Lagestabilität gegenüber Grundwasserströmungen aus. Offene Hohlräume und größere Wasserwegigkeiten sollten ebenfalls mit den Zementpasten verfüllt werden.

In Abhängigkeit der von den Bohrungen aufgenommenen Mengen Zementpasten wurden im zweiten Schritt wasserreiche Zementsuspensionen mit einem w/z-Wert von 0,8 bis 1,0 injiziert und das Raster der Injektionsbohrungen verdichtet. Die Suspensionen besitzen gegenüber den Pasten eine niedrigere Viskosität und damit ein besseres Eindringvermögen. Durch dieses schrittweise in Anlehnung an das Pilgerschrittverfahren gewählte Vorgehen sollte der Bereich der Auslaugungsfront verfestigt und möglichst weitgehend abgedichtet werden.

4 Testfeld

Zu Beginn der Einpressarbeiten wurde die Ausführung im Rahmen eines Testfeldes erprobt. Die Felsoberkante wurde in einer Teufe von ca. 12 bis 14 m erwartet. Schwankungen der Höhenlage um wenige Meter auf begrenztem Raum konnten nicht ausgeschlossen werden. Um den Erfolg der Einpressarbeiten sicherzustellen, war es erforderlich, die Bohrungen ausreichend tief unter die Auslaugungsfront niederzubringen. Aus wirtschaftlichen Gründen und im Hinblick auf die Bauzeit war die Ausführung von Vollbohrungen notwendig. Mit Vollbohrungen ist jedoch die Ansprache des Bohrgutes nur eingeschränkt möglich. Die Bohrgeräte wurden daher mit Bohrandruck- und Bohrfortschrittschreibern ausgerüstet. Die Bohrungen erfolgten unter Einsatz von Luftspülung. Mit dieser Technik konnte die Lage der Auslaugungsfront an den einzelnen Bohrstandorten zweifelsfrei festgestellt werden. Der Austrag von „weißem Bohrstaub" war ein Indiz für das Erreichen der Felsoberkante und bestätigte redundant die Daten der o. g. Bohrschreiber (**Bild 4, links**).

Die Packertechnik wurde ebenfalls im Rahmen des Testfeldes erprobt. Vorgesehen war zunächst der Einsatz von Einfachpackern, die am unteren Ende der Verrohrung oberhalb des Einpressabschnittes verspannt werden sollten (**Bild 4, rechts**). Auf Vorschlag der ausführenden Bauunternehmung wurden jedoch schließlich verlorene Gewebepacker eingesetzt, die auf 2" PVC-Rohren angebracht waren und in das Bohrloch unterhalb der Verrohrung eingebaut wurden. Die Bohr- und Injektionsvorgänge und die zugehörigen Geräte wurden auf diese Weise entkoppelt.

Die Aufbereitung der Zementpasten unter Baustellenbedingungen wurde erprobt. Eingesetzt wurde ein Zement CEM III/B 32,5 unter Beigabe von 1 % eines Stabilisierers. Die Fließeigenschaften der Zementpaste, die mit einem w/z-Wert von 0,45 angemischt wurde, wurden zunächst im Labor von WBI bestimmt. Die für Bingham'sche Flüssigkeiten kennzeichnende Fließgrenze der Paste betrug τ_0 = 20 – 50 N/m². Für die dynamische Viskosität wurden Werte von 300 bis 500 mPa·s ermittelt. Im Rahmen der Testphase konnten diese Werte mit der vor Ort eingesetzten Technik erreicht werden (**Bild 5**). Die Eigenschaften der Paste wurden während der Ausführung der Einpressungen im Rahmen der Qualitätssicherung durch die WBI-Fachbauüberwachung kontrolliert.

5 Ausführung der Einpressungen von der Geländeoberfläche

Die Ausführung der Bohrungen erfolgte phasenweise. Die Bohrungen einer Phase wurden zunächst abgeteuft und mit Zementpaste verpresst, bevor die Bohrungen der nächsten Phase hergestellt werden durften. Dieses Vorgehen war erforderlich, um Umläufigkeiten zwischen einzelnen Bohrungen zu vermeiden und den Injektionserfolg sicherzustellen. Während der Ausführung der Arbeiten konnte festgestellt werden, dass weit durchgehende Wegigkeiten im Bereich der Auslaugungsfront vorhanden sind. Umläufigkeiten des Injektionsgutes bis 30 m konnten in Einzelfällen beobachtet werden.

Die Festlegung der Bohrungen einer Phase und die Wahl des Injektionsgutes erfolgte durch die Fachbauleitung von WBI. Dabei waren der arbeitstägliche Fortschritt der Einpressarbeiten und die z. T. stark unterschiedlichen Aufnahmemengen und Verpresszeiten der einzelnen Bohrungen zu berücksichtigen. Nach Erfordernis wurden die Bohr- und Injektionsarbeiten angepasst. Der max. effektive Einpressdruck im Verpressabschnitt wurde auf das 1 bis 1,5-fache der Überlagerungsspannung begrenzt. Hebungen an der Geländeoberfläche konnten dadurch vermieden werden.

Insgesamt wurden auf diese Weise 370 Bohrungen im Bereich des Fußballplatzes und der Tennisplätze abgeteuft. Über diese Bohrungen wurden im Zeitraum von Dezember 2016

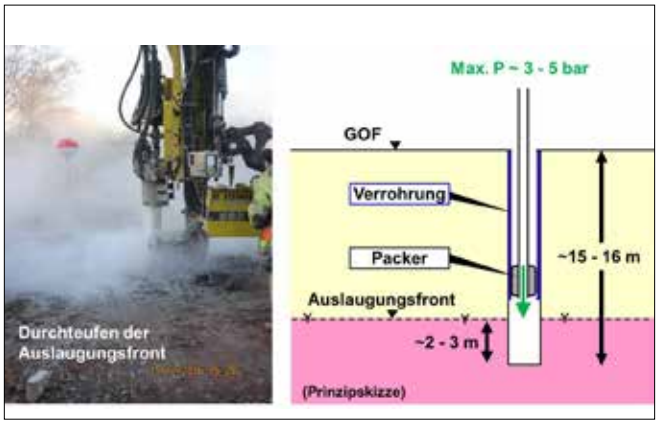


Bild 4 Bohr- und Einpressarbeiten

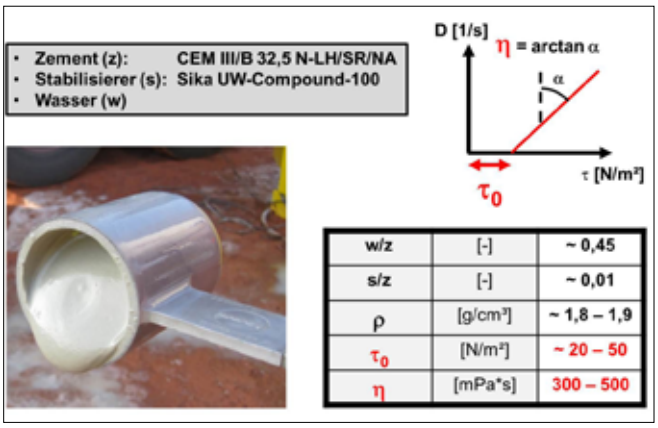


Bild 5 Zementpaste (Bingham'sche Flüssigkeit)

bis März 2017 ca. 1.740 t Zement verpresst. Davon entfallen ca. 1.350 t auf die Zementpasten. Die Aufnahmemengen der einzelnen Bohrungen betrugen max. 47,7 m³ Zementpaste (Bild 3). Nach Abschluss der Einpressungen wurden die PVC-Rohre der verlorenen Packer in Abstimmung mit dem Amt für Umweltschutz überbohrt und aus den Bohrlöchern entfernt. Die Bohrungen wurden verfüllt und die Sportplätze wieder in Stand gesetzt und an die Vereine übergeben.

6 Einpressungen aus der benachbarten Tunnelröhre

Die Tunnelröhre der Achse 61 wurde – wie oben erwähnt – während der Injektionsarbeiten nachgeholt. Infolge der Hochlage dieser Röhre (Bild 2) wurde die kritische Zone der Auslaugungsfront hier im Vergleich zur tiefliegenden Röhre Achse 62 in Vortriebsrichtung früher erreicht. Die Geländeoberfläche ist in diesem Bereich durch Lagerhallen überbaut. Vorauseilende Injektionen von Obertage konnten für diesen Tunnelabschnitt somit nicht ausgeführt werden (vgl. Bilder 1 und 2).

Es wurde daher entschieden, die Auslaugungsfront im betreffenden ca. 150 m langen Tunnelabschnitt aus der bereits aufgefahrenen tieferliegenden Tunnelröhre Achse 62 vorlaufend zu verpressen. Dazu wurden Injektionsquerschnitte im gegenseitigen Abstand von 5 m festgelegt. In jedem Querschnitt wurden vier bis fünf nach oben geneigte Einpressbohrungen angeordnet (Bild 6). Die Länge der Bohrungen betrug max. 37 m. Die Neigungen der einzelnen Bohrungen wurden so gewählt, dass die Durchstoßpunkte der Bohrungen durch die prognostizierte Auslaugungsfront einem Raster von 5 m × 5 m entsprechen.

Aufgrund der beim Durchteufen der Auslaugungsfront zu erwartenden Wasserzutritte und dem damit verbundenen Risiko von Setzungen für Bebauung war es erforderlich, die Bohr- und Einpressarbeiten im Schutze von Preventern auszuführen. Dazu wurde zunächst ein Standrohr in eine ca. 1 m lange Vorbohrung eingestellt und mit Hilfe einer Quetschdichtung verspannt. Daran angeflanscht wurde der Preventer, der ein Absperrventil, den Auslauf für die Bohrspülung und die Dichtungen umfasste (Bild 7).

Die Bohrungen wurden wiederum als Vollbohrungen abgeteuft. Das Erreichen der Felsoberkante bzw. der Auslaugungsfront konnte anhand der beobachteten Wasserzutritte festgestellt werden. Die Verpressungen erfolgten über Einfachpacker, die an ca. 4 m langen Gestängen in die Bohrungen eingebaut und im Fels verspannt wurden. Während der Injektionen waren die Bohrlöcher unterhalb der Packer durch den Preventer abgedichtet.

Analog zu den Einpressarbeiten, die von der Geländeoberfläche aus durchgeführt wurden, wurden auch bei den Injektionen untertage Zementpasten und anschließend Zementsuspensionen eingesetzt. Im Bild 6 sind exemplarisch die Aufnahmemengen für einen Injektionsquerschnitt dargestellt. Verpresst wurden hier zwischen 0,4 und 27,9 m³ Zementpaste je Bohrung; die maximal über eine Bohrung injizierte Pastenmenge betrug 47,9 m³.

Die Einpressarbeiten aus der Tunnelröhre wurden durch ein obertägiges Messprogramm begleitet. Dazu wurden mehrfach täglich geodätische Messungen an den Gebäuden im Einflussbereich der Injektionsarbeiten durchgeführt. Die Auswertung erfolgte unmittelbar, nach Erfordernis wurden die Einpressarbeiten angepasst. Die untertägigen Injektionen über insgesamt 151 Bohrungen wurden vom 10.04. bis 14.06.2017 ausgeführt.

7 Erfahrungen beim Vortrieb

Zwischenzeitlich sind die Tunnelabschnitte, in denen die vorstehend beschriebenen Injektionen ausgeführt wurden, aufgefahren. Während der Vortriebsarbeiten konnte festgestellt werden, dass der Bereich der Auslaugungsfront durch die Injektionen wirksam verfestigt und weitgehend abgedichtet wurde. Das Auffahren der Tunnelröhren konnte daher ohne größere Schwierigkeiten erfolgen. Die Vortriebsleistungen betrugen i. M. zwischen 2 und 3 m/d. Die Injektionen waren somit erfolgreich.

8 Vortriebsbegleitende Injektionen

Vorauseilende Injektionen der Auslaugungsfront, die von der Geländeoberfläche oder einer benachbarten Tunnelröhre ausgeführt werden können, stellen Sonderfälle dar, die nur bei entsprechenden Gegebenheiten in Betracht kommen. Im Regelfall war und ist es beim Projekt Stuttgart 21 erforderlich, die Injektionen der Auslaugungsfront vortriebsbegleitend auszuführen. Entsprechende Einpressungen wurden in verschiedenen Tunnelabschnitten ausgeführt (Bild 8).

Dazu wurden jeweils fächerförmig angeordnete ca. 8 m lange Bohrungen von der Ortsbrust aus nach vorne gerichtet abgeteuft. Die Bohrungen wurden im Querschnitt in verschiedenen Phasen I, II und III mit Polyurethanharz (PU-Harz) ver-

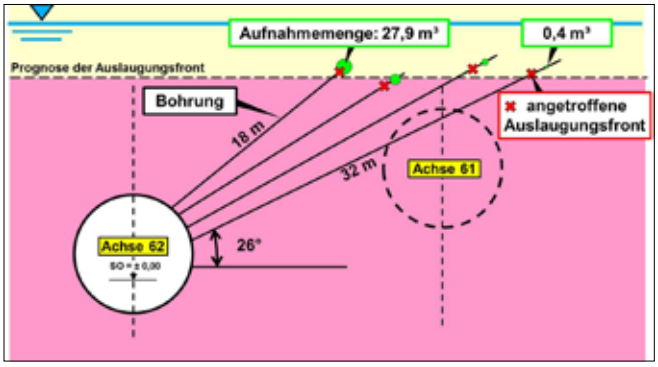


Bild 6 Einpressungen von der tiefliegenden Nachbarröhre

Bild 7 Bohrungen mit Preventer

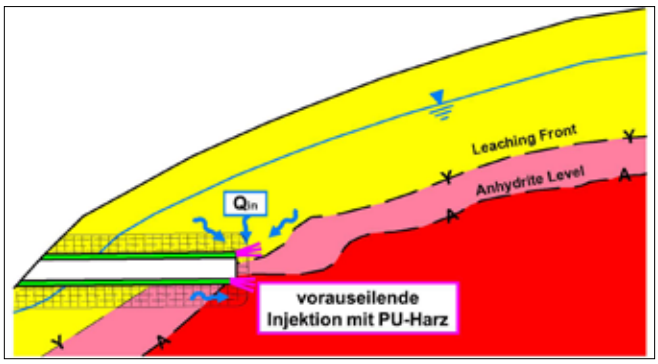


Bild 8 Vorauseilende Injektionen im Bereich der Auslaugungsfront, Prinzipskizze

presst. Anschließend konnte der Vortrieb im injizierten Bereich über eine Länge von 6 m im Schutze der Injektionen fortgesetzt werden. Das eingesetzte PU-Harz weist eine Viskosität von ca. 150 mPa·s und einen Schaumfaktor von 1,5 bis 3 auf. Die Einpressarbeiten erfolgten i. d. R. mit max. effektiven Verpressdrücken von ca. 10 bar. In **Bild 9** sind exemplarisch für einen Verpressabschnitt die Aufnahmemengen im Querschnitt dargestellt. Sie betragen zwischen ca. 13 und 500 l/Bohrung. Insgesamt wurden im Beispiel 2.300 l PU-Harz injiziert.

9 Ausblick

Für die Injektionen in den Tunneln des Projekts Stuttgart 21 wurden und werden in Abhängigkeit von den Anforderungen unterschiedliche Einpressmittel eingesetzt. Zementpasten und Zementsuspensionen können im Bereich der Auslaugungsfront verwendet werden, in der stärkere Wasserwegigkeiten vorhanden und abzudichten sind. Ebenso sind dafür PU-Harze geeignet. Bei der Auswahl des Injektionsmittels sind neben den Abmessungen der zu injizierenden Wegigkeiten die Bauzeit, die durch die Injektionsrate und die Abbindezeiten beeinflusst wird, und insbesondere auch die Kosten zu berücksichtigen.

Für Einpressungen in den Fels des unausgelaugten Gipskeupers sind solche höher viskosen Medien aufgrund der geringen und z. T. sehr geringen Öffnungsweiten der Trennflächen dagegen nicht geeignet. Hier ist der Einsatz von niedrigviskosen Mitteln erforderlich. Die Erfahrungen, die im Zuge der Injektionen des anhydritführenden Gebirges gewonnen wurden, verdeutlichen dies. Eingesetzt werden müssen hier niedrigviskose Acrylatgele.

Bei den umfangreichen Injektionsarbeiten fallen eine Vielzahl von Daten an, die laufend aus- und zu bewerten sind. Die Bewertung der Injektionsergebnisse bildet die Grundlage für die Steuerung der weiteren Einpressarbeiten. WBI stehen dazu die Methoden dem BIM zur Verfügung, die bei der Überwachung der Einpressarbeiten eingesetzt werden.

Weiterführende Literatur

- Wittke, W.: Erfahrungen mit Tunnelbauten im Gipskeuper. Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm, Vorträge anlässlich des Felsmechanik-Tages 2015 im WBI-Center, WBI-PRINT 18, 2015.
- Wittke, W.: Rock Mechanics Based on an Anisotropic Jointed Rock Model (AJRM). Wiley Ernst&Sohn, 2014.
- Wittke, W.: Baugrundverhältnisse des Bahnprojekts Stuttgart – Ulm. Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm, Vorträge anlässlich des Felsmechanik-Tages 2015 im WBI-Center, WBI-PRINT 18, 2015.
- Wittke, W.; Wittke, M.; Tintelnot, G.: Kunstharzinjektionen zur Abdichtung beim Tunnelbau im quellfähigen Gebirge. Taschenbuch für den Tunnelbau 2014, Ernst&Sohn.
- Wittke, M.; Jakobs C.: WBIM – sachgerechte Anwendung von BIM im Tunnelbau. Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm und anderer Großprojekte im In- und Ausland, Vorträge anlässlich des 4. Felsmechanik- und Tunnelbautages 2018 im WBI-Center, WBI-PRINT 21, 2018.

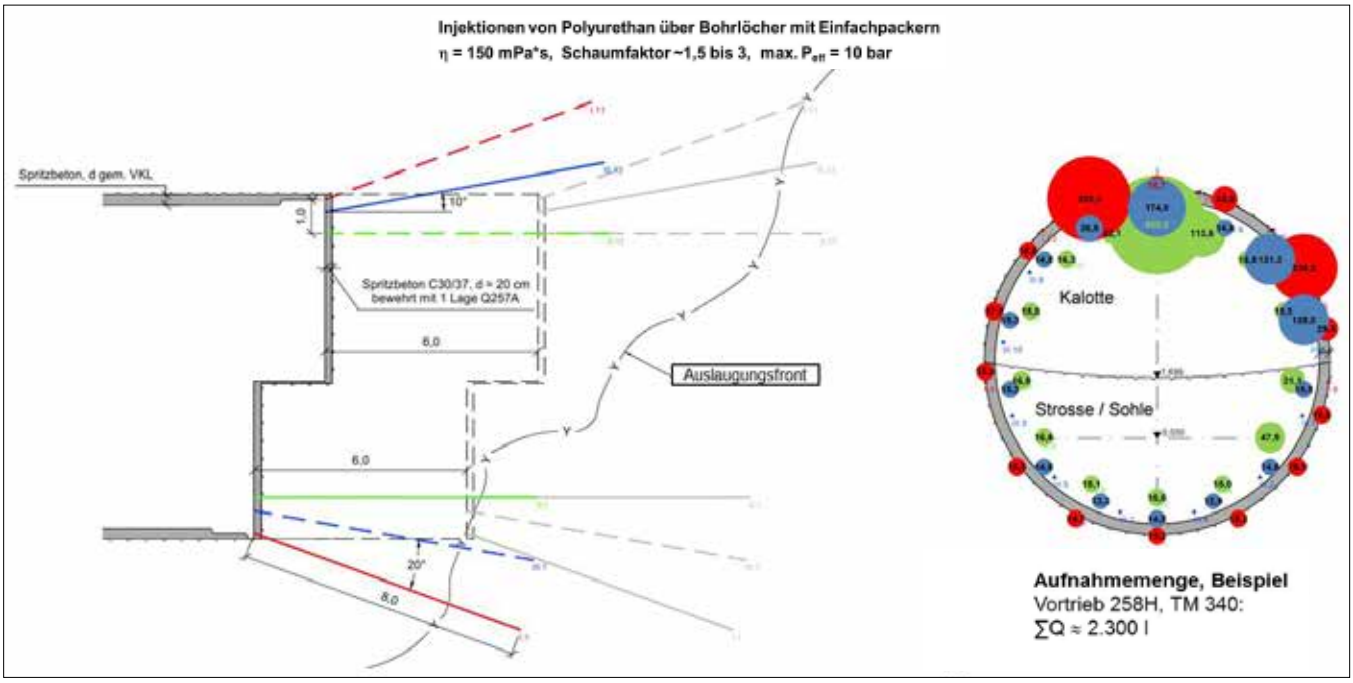
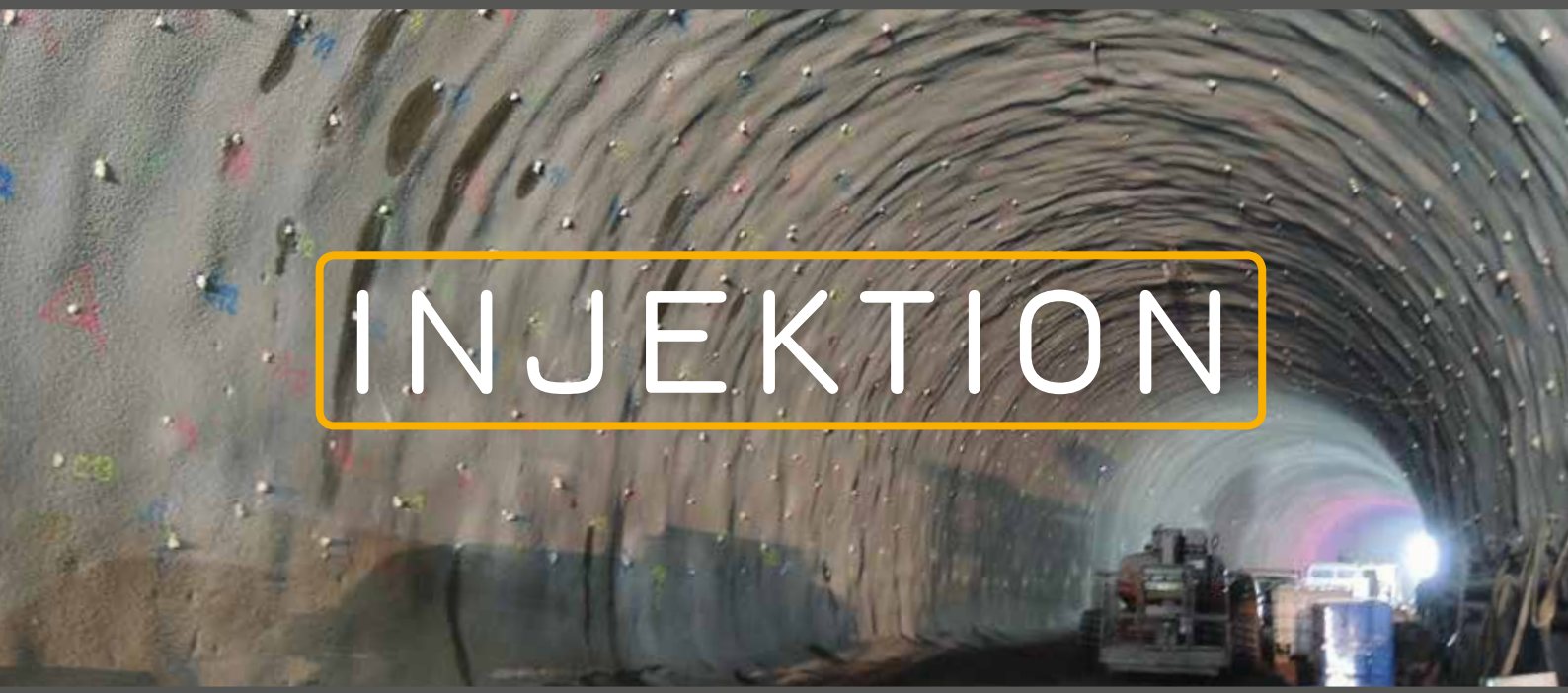


Bild 9 Vorauseilende Injektionen im Bereich der Auslaugungsfront, Beispiel

- Hamann, J., Lechelmair, S.: Injektion einer Zementpaste zur Abdichtung und Verfestigung der Auslaugungsfront des Gipskeupers im Neckartal. Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm und anderer Großprojekte im In- und Ausland, Vorträge anlässlich des 4. Felsmechanik- und Tunnelbautages 2018 im WBI-Center, WBI-PRINT 21, 2018.
- Lienhart, C.; Schmitt, D., Wittke, M.; Wittke, W.: Planung und Ausführung von Injektionen im anhydritführenden Gipskeuper. Felsmechanische Fragestellungen beim Bahnprojekt Stuttgart-Ulm und anderer Großprojekte im In- und Ausland, Vorträge anlässlich des 4. Felsmechanik- und Tunnelbautages 2018 im WBI-Center, WBI-PRINT 21, 2018.

BeMo Tunnelling GmbH



INJEKTION

Tunnelbau
Ingenieurbau
Bergbau
Spezialtiefbau
Vermessung
Bauwerkserhaltung

INNOVATION
IS OUR
BUSINESS

www.bemo.net

Johann Hechenbichler, Dipl.-Ing., Züblin Spezialtiefbau Ges.m.b.H., Wien (A)
Hans Eichiner, Dipl.-Geol., Pöyry Austria GmbH, Salzburg (A)
Florian Landstorfer, Dipl.-Ing., VERBUND Hydro Power GmbH, Wien (A)

Speicher Durlassboden – Anwendung eines Manschettenrohrsystems mit außenliegenden Vliespackern bei der Ertüchtigung von Dichtungsschleiern

Der Speicher Durlassboden, ein Erdschüttdamm mit zentralem Dichtungskern, befindet sich in Österreich im hinteren Gerlostal. Er speichert mit einer Kronenlänge von 450 m und einer Höhe von 83 m ca. 51 Mio. m³ Wasser. Bereits bei der Errichtung in den 1960-er Jahren war auf Grund der geologischen Situation unterhalb der Aufstandsfläche eine permanente Durchströmung des Dammuntergrundes geplant. Erkundungen vor einigen Jahren ergaben, dass wesentliche Mengen an Sickerwässern auch über die orografisch rechte Talflanke abgeführt werden. 2017 wurde die rechte Talflanke im Bereich des Dammes, die durch eine sogenannte Talzuschubmasse aufgebaut ist, unter Verwendung eines Manschettenrohrsystems mit außenliegenden Vliespackern injektionstechnisch abgedichtet. Der vorliegende Beitrag beschreibt die projektspezifischen Randbedingungen und erläutert die Grundlagen für die Wahl dieses Systems. Abschließend wird des Weiteren auch ein Einblick in die praktischen Erfahrungen während der Ausführung gegeben.

1 Beschreibung der Geologie

Der Speicher Durlassboden, ein Erdschüttdamm mit zentralem Dichtungskern, befindet sich in Österreich im hinteren Gerlostal in Tirol, einem Seitental des Zillertals, und speichert mit einer Kronenlänge von 450 m und einer Höhe von 83 m ca. 51 Mio. m³ Wasser zum Zweck der Energiegewinnung (**Bild 1**). Die Anlage wurde in den Jahren 1964–1966 errichtet und 1967 in Betrieb genommen. Die Geologie im Untergrund des Staudamms Durlassboden gliedert sich von Süd nach Nord in drei Bereiche wie folgt (**Bild 2**):

- An der südlichen Talflanke stehen überwiegend dichte Grünschiefer (Chloritschiefer) an, deren dominante Schieferung parallel zum Tal nach Norden hin einfällt und dementsprechend eine geringe Sickerwassermenge zeigt.
- Im mittleren Bereich des Staudammes besteht die bis ca. 130 m mächtige Talfüllung aus fluviatilen Sedimenten, d. h. aus Sanden und Kiesen mit relativ hohen Durchlässigkeiten von ca. $k_f = 10^{-5} – 10^{-4}$ m/s und in einer Tiefe von etwa 30 bis 50 m aus glazialen Ablagerungen von weniger durchlässigen Schlufflinsen und Moränenmaterial ($k_f \approx 10^{-6}$ m/s). In deren Erstreckung nach Westen hin – in Richtung Luftseite des Staudammes – ergibt sich teilweise eine graduelle Verzahnung mit grobkörnigeren und damit durchlässigeren Sanden und Kiesen.
- Der sich nach Norden zur orografisch rechten Talflanke hin anschließende Bereich besteht aus einer Massenbewegung, die sich aus heterogenen Abfolgen von überwiegend undurchlässigen, weniger festen (Graphit)-Phylliten und aus durchlässigeren, harten Karbonatquarziten aufbaut. Innerhalb der Phyllite sind Gipslagen vorhanden, die bei Lösung lokal zum Sulfatangriff des ursprünglichen Dichtschirms geführt haben. Diese Talzuschubmasse insgesamt ist intern von Scherbahnen durchsetzt und zeigt z. T. Kluftöffnungsweiten von mehreren Zentimetern mit starken Oxidationserscheinungen. Oben genannte Gesteine wurden in Erkundungsbohrungen mit der gesamten Bandbreite von Verwitterungs- und damit einhergehenden Festigkeitseigenschaften dokumentiert. Aus den Erkundungsbohrungen und den dabei ausgeführten Injektionsversuchen wurde abschnittsweise ein dilatatives hydraulisches Gebirgsverhalten an entsprechenden Trennflächen bei 5 bis 6 bar Wasserdruck (WD-Tests bzw. WAP) festgestellt.

Bild 1 Luftbild Speicher Durlassboden im Gerlostal

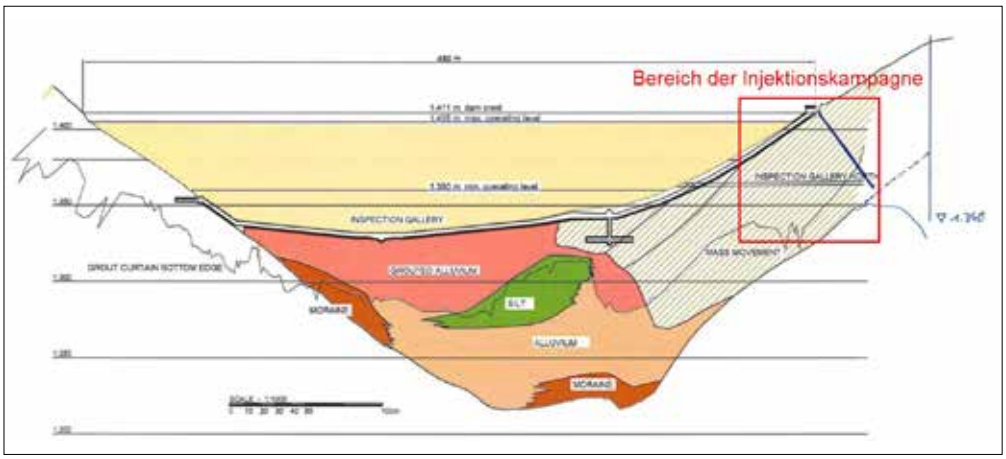


Bild 2 Schematische Darstellung der Geologie am Erddamm (links entspricht Süd, rechts entspricht Nord)

2 Beschreibung des Dichtschirms

Das anstehende Festgestein liegt im Talboden bis zu 130 m unter der Dammaufstandsfläche. Mit den in den Jahren 1964 bis 1967 zur Verfügung stehenden Mitteln erschien eine wirtschaftliche und wirksame Abdichtung des Sperrenuntergrundes bis zum anstehenden Fels nicht möglich. Daher war eine geplante Unterströmung von Beginn an Teil des Entwurfs. Etwa 50 m unterhalb der Dammaufstandsfläche wurde in Erkundungsbohrungen die oben beschriebene mehr oder minder lateral durchgängige bzw. abdichtende Schlufflage angetroffen. Das Abdichtungskonzept sah vor, den Dichtschirm in diese Lage einzubinden und damit den Sickerweg zu verlängern.

Ebenso wie die Geologie kann auch der Dichtschirm in drei Bereiche untergliedert werden (Bild 3):

- In der linken Talflanke mit den günstigen geologischen Bedingungen wurde der Dichtschirm nur einreihig als Felsinjektion ausgeführt.
- Das Hauptaugenmerk in der Entwurfs- und Ausführungsphase lag auf der Abdichtung der alluvialen Talauffüllung im Talboden. Hier wurde der Dichtschirm mit 8 Reihen von Bohrlöchern ausgeführt und ca. 450 l/m³ in das Lockergestein injiziert. Mit einer Übergangszone mit 3 Reihen von injizierten Bohrlöchern wurde der Anschluss zur rechten Talflanke hergestellt.
- In der rechten Talflanke war der Dichtschirm ursprünglich nur mit einer Reihe von Injektionsbohrungen geplant. Wasserabpressversuche nach Fertigstellung des Dichtschirms in diesem Bereich ergaben örtliche Durchlässigkeiten von 30 Lugeon und mehr. Folglich wurde der Dichtschirm zur weiteren Reduktion der Durchlässigkeiten um eine 2. Reihe erweitert. Da die Dammschüttung bereits fertiggestellt war, musste teils von der Dammkrone durch den Dammkörper und teils vom Kontrollgang aus gebohrt werden.

Zur Überwachung der Druckverhältnisse entlang des Dichtschirms und im Dammvorland wurde eine Vielzahl von Piezometern abgeteuft. Deren Messergebnisse belegen die nach wie vor uneingeschränkte Wirkung des Dichtschirms im Talboden. In der rechten Talflanke erwies sich die Interpretation der Messergebnisse als wesentlich schwieriger.

3 Veranlassung zur Dichtschirmertüchtigung

Im Jahr 2015, also fast 50 Jahre nach der Inbetriebnahme, trat im Dammvorland eine neue Quelle zu Tage, die getrübtes Wasser schüttete. Dieses Ereignis resultierte in einer umfassenden Überprüfung der Talsperre, sowie des Untergrundes und der Talflanken. Diese Überprüfung beinhaltete unter anderem mehrere geophysikalische Untersuchungen, mit dem Ziel, bevorzugte Sickerwege im Untergrund der Sperre zu detektieren. Entgegen den Erwartungen zeigte die Geophysik den Hauptsickerweg in der rechten Talflanke an. Eine detaillierte Analyse der vorhandenen Messwerte von dieser neuen Perspektive aus schien diese neue These zu bestätigen. Um endgültig Klarheit zu erlangen, wurde beschlossen, in dem

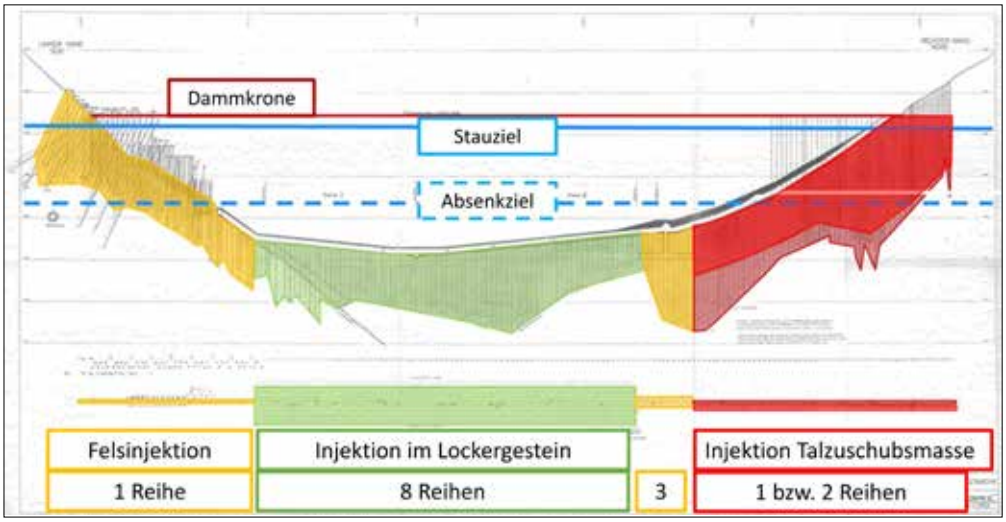


Bild 3 Bestehender Dichtschirm

fraglichen Bereich Erkundungsbohrungen abzuteufen. Gemäß den aus den Bohrungen gewonnenen Kernen konnte die Qualität des vorhandenen Dichtschirms in vier Stufen unterteilt werden:

- Klufthohlräume im Fels verfüllt, Injektionsgut noch intakt, Dichtschirm wirksam
- Klufthohlräume verfüllt, Injektionsgut durch Sulfatangriff beeinträchtigt, Dichtschirm nicht mehr voll wirksam
- Klufthohlräume verfüllt, Injektionsgut nicht abgebunden, Dichtschirm von Anfang an nicht voll wirksam
- Klufthohlräume nicht mit Injektionsgut verfüllt, Öffnungsweite der Klüfte bis ca. 10 cm

Zusätzlich wurde wasserseitig des bestehenden Dichtschirms eine neue Pegelbohrung abgeteuft. Dabei zeigte sich, dass das Druckniveau wasser- und luftseitig des Dichtschirms nahezu identisch ist und somit der Dichtschirm in diesem Bereich keine Wirkung erzielt. Auf Basis dieser Erkenntnis sowie Analyse der Bohrkerne wurde beschlossen, den Dichtschirm in der rechten Talflanke zu erneuern.

4 Voruntersuchungen

Im Jahr 2015 wurden in mehreren Phasen geophysikalische Untersuchungen im Dammbereich bzw. im Dammvorland durchgeführt. Im Rahmen dieser Untersuchungen kamen drei unterschiedliche geophysikalische Verfahren zum Einsatz: Widerstandsmessungen, Induzierte Polarisation und das Willowstick®-Verfahren (Magnetfeldmessungen mittels Stromflussverteilung). Insgesamt wurden acht Profile mit Widerstandsmessungen und Induzierter Polarisation ausgeführt sowie vier Bereiche mit dem Willowstick-Verfahren untersucht. Auf Basis der Resultate aus den geophysikalischen Untersuchungen wurde die im Folgenden erläuterte vertiefte Erkundungskampagne initiiert.

Ziel der Erkundungs- und Injektionskampagne 2016 war, potentielle Wasserwegsamkeiten in ihrer Teufe, Lage zum Dammbauwerk und ihrer hydraulischen Beschaffenheit (Kluftöffnungsweiten, Kluftmineralisationen, Verhalten unter Druck etc.) zu erkunden sowie in weiterer Folge unter den gegebenen geologischen und geotechnischen Rahmenbedingungen ein möglichst optimales Layout bzgl. Raster, Suspensionsrezepte, Abbruchkriterien, Bohrtiefen etc. für die Injektionskampagne 2017 zu schaffen. Dazu wurden zehn Rotationskernbohrungen mit insgesamt 923 lfm abgeteuft, davon 247 lfm geneigt bis zu einem Winkel von 38° aus der Horizontalen; acht waren luftseitig des Dichtschirms und zwei wasserseitig des Dichtschirms angeordnet. Zwei geneigte wasserseitige Bohrungen wurden zu Pegeln ausgebaut. Für jede der Bohrungen wurden Bohrlochverlaufsmessungen, Bohrlochgeophysik (ABI/OBI, Gamma- und Caliberlogs) und Wasserabpressversuche durchgeführt. Des Weiteren wurden aus Bohrkernabschnitten Proben von Gestein und vorhandenem „alten" Injektionsgut aus dem Dichtschirm labortechnisch untersucht.

Für die Injektionsmaßnahmen und Injektionsversuche wurden insgesamt 508 lfm Manschettenrohre und 224 lfm Vollrohre eingebaut, sowie ca. 50 m³ Zementsuspension verpresst. Injiziert wurde ausschließlich im Felsuntergrund, die Bohrlochabschnitte im Dammschüttmaterial wurden lediglich verfüllt.

5 Ergänzung und Ertüchtigung des bestehenden Dichtschirmes

Das Ausführungsprojekt 2017 zur Ertüchtigung bzw. Ergänzung des Dichtschirmes konzentrierte sich – auf Basis der Ergebnisse aus den Vorerkundungen – vorwiegend auf den Bereich der orografisch rechten Talflanke. Dazu waren ursprünglich 12 Primärbohrungen, 12 Sekundärbohrungen und 22 Tertiärbohrungen vorgesehen. Die Anordnung der Bohrungen erfolgte wasserseitig des bestehenden Dichtschirmes, aber noch im Bereich des Dichtkernes. Zur Ausführung kamen dabei 46 Bohrungen, mit Bohrtiefen bis zu 81 m ab Dammkrone und einer Neigung zur Lotrechten von bis zu 45°. Ein Ausschwenken der Bohrungen aus der Lotrechten innerhalb der Dichtschirmebene war vor allem den beengten Platzverhältnissen und der geforderten Eintiefung des Dichtschirmes in die rechte Talflanke geschuldet. Das Bohrschema (**Bild 4**) sah dabei einen Achsabstand im Sinne der „Split-Spacing-Method" der Primärbohrungen von 6 m, der Sekundär- und Tertiärbohrungen im Regelraster von 1,5 m bzw. im Bereich der Auffächerung von 0,5 m vor. Durch Bestandsbebauung und Einbauten wurde örtlich eine Verschwenkung der Dichtschirmachse erforderlich.

Basierend auf den Erkenntnissen aus den Injektionsgutaufnahmen bzw. den Druck-Mengen-Verläufen wurden einige Bohrungen verlängert und des Weiteren die Anzahl der Bohrungen in Richtung Hangflanke nach Norden hin vergrößert. Aufgrund der hohen Injektionsgutaufnahmen im Bereich der dort gelegenen Bohrungen – die in etwa am nördlichen hangseitigen Rand des Dichtschirms liegen – wurde entschieden, 10 geneigte Zusatzbohrungen in Form von Primär- und Sekundärbohrungen auszuführen. Die Teufen der Primär-, Se-

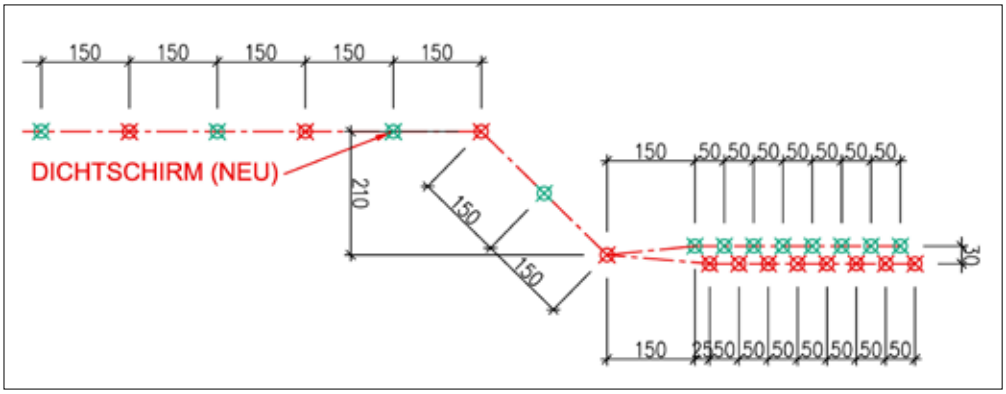


Bild 4 Bohrschema für die Regelanordnung sowie im Bereich der Auffächerung

kundär-, und Tertiärbohrungen lagen zwischen 54 und 81 m, die Teufen der Zusatzbohrungen zwischen 62 und 92 m. Insgesamt wurden ca. 4.200 lfm gebohrt.

Die Arbeiten auf einer Höhe von ca. 1.400 m.ü.A. mussten, auf Grundlage der Bewirtschaftung des Reservoirs als Jahresspeicher und um ungünstige Einflüsse hoher Staulagen auf die Injektionsarbeiten zu minimieren, bereits im Februar 2017 bei niedriger Stauhöhe begonnen werden.

5.1 Bohrmethodik

Vor allem hinsichtlich des während der Bohrarbeiten zu durchörternden Dichtkernes und der zu erwartenden instabilen Bohrlochverhältnisse war ein möglichst schonendes Bohrverfahren gefordert. Dabei erforderte letzteres sowie der Bedarf eines gesicherten Einbaus des Manschettenrohrsystems ein Bohrverfahren mit durchgehender Verrohrung. Unter Beachtung dieser Randbedingungen fiel in der Vorbereitungsphase zum Projekt die Wahl auf ein Seilkernrohr-System mit einem Außendurchmesser der Verrohrung von 146 mm. Aus bohr- und ausführungstechnischer Sicht wurde diese Entscheidung auf Basis folgender Grundlagen getroffen:

- Das Bohrsystem ist durch Einbau einer sogenannten Vorbohreinheit (anstelle des Kern- bzw. Innenrohres) sowohl als Vollbohr- als auch Kernbohrsystem anwendbar.
- Der Umrüstvorgang – auch hinsichtlich des Wechsels von Bohrwerkzeug an der Vorbohreinheit – entspricht dem Zeitbedarf von Kernentnahmen beim Seilkernrohr-Bohrverfahren und ist als nicht zeitkritisch einzustufen.
- Abhängig von der jeweils während der Bohrarbeiten angetroffenen geologischen Formation kann ohne nennenswerten Aufwand zwischen Voll- oder Kernbohrung gewechselt werden. Dies hatte vor allem bei mehrmaliger Wechsellagerung von harten Karbonatquarziten und weichen Graphitphylliten sowie beim Durchörtern des Dichtkernes Vorteile. Des Weiteren hatte sich der Auftraggeber vorbehalten, bei etwaigen Verdachtsmomenten jederzeit eine Kernentnahme während der Bohrarbeiten anzuordnen.
- Das jeweilige Bohrverfahren ist unabhängig vom verwendeten Spülungsmedium. Zur Anwendung kam eine reine Wasserspülung ohne Verwendung von Bentoniten oder Spülungszusätzen. Auf Grund der moderaten Spülungsmengen konnte die Spülung durch Sedimentationsbecken aufbereitet werden.
- Entgegen üblicher verrohrter Bohrsysteme bedarf der Einbau des Manschettenrohres ausschließlich einem Ausbau des Kernrohres bzw. der Vorbohreinheit mittels Hilfswinde. Der zeitaufwendigere Ausbau des Innengestänges und gegebenenfalls Imlochhammers entfällt.

Ergänzend zum beschriebenen Bohrsystem wurde, außerhalb des Dichtkernes und somit ausschließlich im Bereich der Fächerbohrungen der Talflanke, eine zusätzliche Doppelkopf-Bohranlage installiert. Die verwendeten Imlochhämmer wurden sowohl pneumatisch als auch hydraulisch angetrieben; die Auswahl erfolgte je nach geologischer und bohrtechnischer Erfordernis.

5.2 Injektionstechnik unter Anwendung eines angepassten Manschettenrohrsystems

Erfahrungswerte aus der Errichtung des Dichtschirmes und vor allem die Ergebnisse aus den weiteren Erkundungsprogrammen in den Jahren 2015 und 2016 lieferten wesentliche Eckdaten für die injektionstechnische Beurteilung. Daraus wurden in weiterer Folge gezielt die Erfordernisse an die Injektionstechnik hinsichtlich der komplexen Verhältnisse des Projektes ausgearbeitet. Als entscheidend für das Erreichen des Projektzieles wurde hierbei vor allem die Methodik der Einbringung des Injektionsmittels in den Untergrund erkannt.

Auf Basis der anstehenden geologischen Rahmenbedingungen sowie der sensiblen Struktur des Dammbauwerkes wurden gängige Verfahrenstechniken für die Herstellung bzw. Ertüchtigung von Dichtungsschleiern aus nachfolgend beschriebenen Gründen verworfen:

- Die durch Injektion zu behandelnden geologischen Schichten sind gekennzeichnet durch instabile Bohrlochverhältnisse, sodass bereits beim Abteufen der Injektionsbohrungen auf verrohrte Bohrsysteme zurückgegriffen werden müsste. Die passenweise Injektion mittels hydraulischer Einfachpacker, wie bei der Herstellung von Dichtungsschleiern im Festgestein üblich, bedarf jedoch standfester Bohrlöcher und wurde somit ausgeschlossen. An diesem Sachverhalt würde auch eine Leerverrohrung als Überbrückung der Dichtkern-Strecke auf Grund der Wechsellagerungen im Untergrund wenig ändern. Zusätzlich könnten unbemerkte Umläufigkeiten von Injektionsgut während des Verpressvorganges zu erheblichen Problemen bis zum Verlust ganzer Bohrungen führen.
- Ein für Lockerböden und bei ähnlichen Aufgabenstellungen gängiges Verfahren wird durch Injektion mittels sogenannter Manschettenrohre abgebildet. Das wesentliche Manko bei dieser Variante liegt beim systembedingt erforderlichen Einbau der Ummantelung (Mantelmischung), welche als Sperrschicht gegen ein Hochsteigen des Injektionsguts sowie zur Stabilisierung von Manschettenrohr und Bohrlochwandung dient. Bei diesem Vorgang würden vermeintlich stark durchlässige Bereiche bereits mit dieser weichen Bindemittelmischung durch die hydrostatische Druckhöhe bei der Einbringung verfüllt. Von einer nachhaltigen Behandlung der wasserführenden Strukturen kann deshalb, bei Anwendung dieses Verfahrens und den gegebenen Randbedingungen, nicht ausgegangen werden. Des Weiteren liegt der Schluss nahe, dass bereits verfüllte Wasserwegigkeiten injektionstechnisch nicht mehr erreichbar gewesen wären.

Auf Basis dieser Erkenntnisse und daraus resultierender Bedenken wurde im Wesentlichen eine Kombination aus beiden Verfahren zur Ausführung gebracht – ein System **„Multiple Packer Sleeved Pipe“ (MPSP), d. h. Manschettenrohre mit außenliegenden Vliespackern.**

Folgende projektspezifische Gedankenmodelle führten dabei zu dieser Lösung:

- Die Anordnung der am Manschettenrohr angebrachten Vliespacker mit Abständen von 3,0 bis 5,0 m führt zu einer passenweisen Sektionierung des Bohrloches ähnlich der Packerstellungen bei Felsinjektionen. Die Idealvorstellung ist dabei, dass sich der Vliespacker bei der Expansion gleichmäßig an die Bohrlochwandung anlegt und dadurch den Abschnitt (Passe) abdichtet und gleichzeitig das Manschettenrohr zentriert und stabilisiert.
- Die geforderte klare Trennung von injektionstechnisch zu behandelndem Untergrund und Dammbauwerk konnte durch eine abschließende Anordnung eines Vliespackers

und einer Verfüllung des oberhalb und somit im Dichtkörperbereich befindlichen Bohrlochabschnittes mittels geeigneter Mantelmischung erfüllt werden. Ein Aufsteigen der „steiferen" Injektionsmischung während der Dichtschirminjektion bis in den Dichtkern durch den Ringraum des Bohrloches konnte dadurch ausgeschlossen werden.

- Bei funktionstüchtigen Manschetten bildet das System Manschettenrohr eine geschützte Umgebung für die Injektionsarbeiten. Umläufigkeiten sind natürlich nicht auszuschließen, jedoch ist das Risiko für Verluste von Doppelpackern ungleich geringer als bei klassischen Felsinjektionen mit Einfachpackern. Bei entsprechender Reinigung der Manschettenrohre nach der Beaufschlagung bleiben diese auch nach Unterbrechungen gängig und somit bearbeitbar.
- Ein wesentlicher Vorteil bei Manschettenrohrinjektionen ist der gezielte Eintrag des Injektionsmittels in die anstehenden Bodenschichten in Abständen von mindestens 33 cm bei Standard-Manschettenrohren. Diese Möglichkeit der sehr intensiven injektionstechnischen Bearbeitung des Untergrundes bleibt auch beim gewählten System erhalten.

Für die Umsetzung dieses Konzeptes auf der Baustelle waren im Vorfeld Versuche hinsichtlich der Ausführung wesentlicher Richtwerte und der hydraulischen Belastbarkeit der außenliegenden Vliespacker erforderlich. Dazu wurden Testläufe bei theoretischem Bohrlochdurchmesser von ca. 150 mm sowie bei maximaler Expansion des Vlieses von 270 mm hinsichtlich des Bedarfes an Füllvolumen und des maximalen Verspannungsdruckes bis zum Versagen des Systems simuliert. Als Injektionsmittel zur Füllung des Vliespackers wurde auf Grund der besonders hohen Stabilität gegen Sedimentationserscheinungen Fertigmörtel mit einem Größtkorn von 0,3 mm verwendet. Die Einbringung erfolgt wie bei der Injektion selbst über die jeweils vom außenliegenden Vlies umhüllte Manschette (**Bild 5** und **Bild 6**). Auf Grundlage der gewonnenen Richtwerte konnten undichte bzw. nicht funktionstüchtige Vliespacker bereits beim Vorgang des Verspannens festgestellt werden. Um die außenliegenden Vliespacker beim Einbau bzw. beim Rückzug der Verrohrung vor ungünstiger mechanischer Einwirkung zu schützen, wurden zusätzlich Abstandhalter im Nahbereich der Packer am Manschettenrohr befestigt.

Vorbereitend galt es weiterhin, ein geeignetes System für die Anordnung der Vliespacker an den Manschettenrohren entsprechend der projektspezifischen Anforderung mit Passenlängen von 5,0 m bei den Primärbohrungen und 3,0 m bei den Sekundärbohrungen einzuhalten. Für die Injektionsarbeiten wurden deshalb in Abhängigkeit von Art und Länge der Bohrung Ausbaupläne unter Angabe der jeweils für die außenliegenden Vliespacker zu beaufschlagenden Manschette erstellt.

5.3 Injektionsmittel und -kriterien sowie Geräteausrüstung

Für die Ausführung der Dichtschirminjektionen waren ausschließlich Injektionsmittel auf Basis hydraulischer Bindemittelsuspensionen vorgesehen. Entsprechend der Erkenntnisse aus den Vorerkundungen und hinsichtlich der zu erwartenden Injektionsgutaufnahmen wurde die Leistungsfähigkeit der Misch- und Fördertechnik auf der Baustelle abgestimmt. Weiterhin galt es, die Anforderungen aus den Injektionskriterien in die Anlagentechnik zu übertragen. Für die Bewerkstelligung dieser komplexen Injektionsaufgabe waren somit folgende wesentliche Geräteeinheiten erforderlich:

- Eine vollautomatische Misch- und Bevorratungsanlage mit Hochturbulenzmischer, Rührwerken, Dosiervorrichtungen für Additive und Bentonitsuspension sowie Steuerungs- und Registrierungssystem.
- Fünf vollhydraulische Injektionspumpen mit einer maximalen Förderleistung von 13,0 l/min und einem maximalen Förderdruck von 100 bar.
- Ein Vorratsbehälter mit Rührwerk für die Bevorratung des vorgequollenen Bentonits.
- Fünf Schlauchhaspeln mit Drehmotoren, geeignet für den Einbau von 120 m Injektionsleitung.
- Eine Druckluftanlage für die Versorgung von mindestens fünf hydraulischen Doppelpackern.
- Die Festlegung des maximalen Injektionsdruckes erfolgte gestaffelt nach Tiefenstufen zu je 20,0 m. Dies lag zu einem Großteil am Einfluss des hydrostatischen Druckes der Frischsuspensionssäule bei Bohrtiefen bis zu 92,0 m und somit im Höchstfall einem zusätzlichen hydrostatischen Druck an der Manschette von ca. 13 bar. In der Nähe von

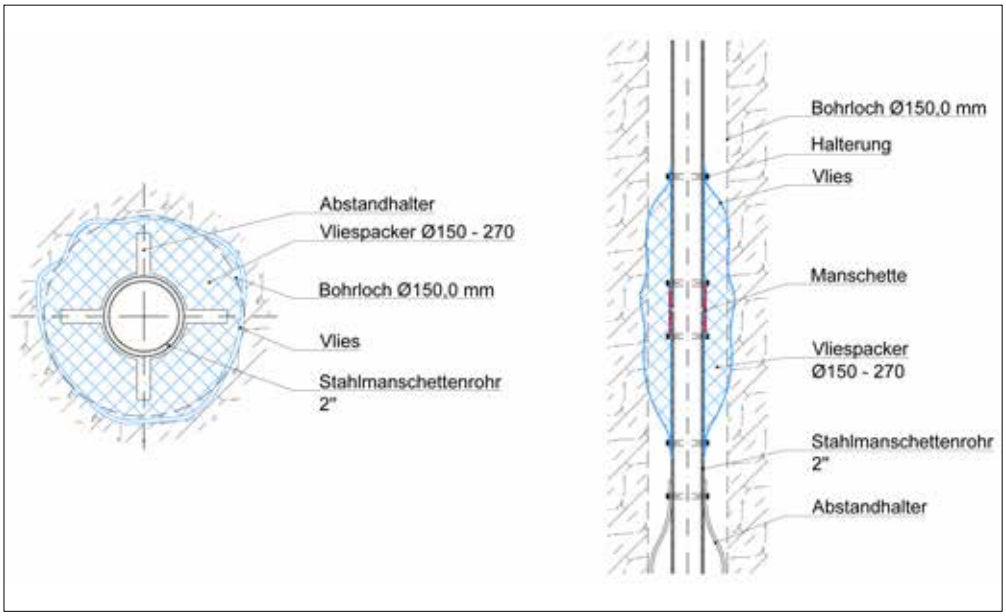


Bild 5 Ausbildung der Vliespacker links: Querschnitt rechts: Längsschnitt

Bild 6 Vormontage der Vliespacker und Abstandhalter an den Manschettenrohren

sensiblen Bereichen wurde weiterhin das Druckniveau in Abhängigkeit zur verpressten Menge an Suspension adaptiert, ähnlich dem GIN-Kriterium.

Die Regelungen für das Mengenkriterium sahen eine Staffelung in sogenannte Chargen vor. Eine Charge umfasste dabei 500 l Suspension. Im Vorfeld wurden dazu drei verschiedene Suspensionsrezepturen, im Wesentlichen durch sukzessive Steigerung des Feststoffanteils, hinsichtlich ihrer rheologischen Frischsuspensions-Eigenschaften untersucht und jeweils einer Charge zugeordnet. Der Hintergrund dabei war, bei Beginn der Injektion an der jeweiligen Manschette tendenziell niederviskos zu beginnen, um bei etwaigen gering geöffneten Kluftstrukturen eine optimale Injektionsreichweite zu erreichen, und bei höheren Injektionsgutaufnahmen entsprechend mit höherviskosen Suspensionen ein weiträumiges Verlaufen der Mischung in den Untergrund zu unterbinden. **Bild 7** stellt dabei die nach Abschluss der Injektionsarbeiten festgestellte Verteilung der eingebrachten Injektionsmengen grafisch dar. Dabei wurde ein logarithmischer Farbverlauf gewählt: von Blau (Minimum) mit geringem Injektionsvolumen bis Rot (Maximum) mit hohem Volumen. Die Mengen wurden auf den Passenmittelpunkt gerechnet und entsprechen den Aufnahmen pro laufendem Meter.

6 Erfahrungswerte zur Anwendung des MPSP-Systems

Das wesentliche Unterscheidungsmerkmal des beschriebenen MPSP-Systems zur klassischen Injektion mit Manschettenrohren ist die Ausbildung des Ringraumes zwischen Manschettenrohr und der Bohrlochwandung. Ein zusätzlicher Bedarf an Injektionsequipment zur Bewerkstelligung dieser Sonderlösung ist somit nicht erforderlich. Nach einigen Versuchsläufen hinsichtlich Ausführung, Qualität und Belastbarkeit des Vlieses bzw. Geotextiles konnte auch bei der Ausführung des außenliegenden Vliespackers eine technisch sehr zufriedenstellende Lösung auch im Hinblick auf Aufwand und Kosten gefunden werden. Der für das Gelingen der Injektionsaufgabe erforderliche dichte Abschluss der Injektionspasse durch die Vliespacker funktionierte anstandslos – Umläufigkeiten waren kaum feststellbar.

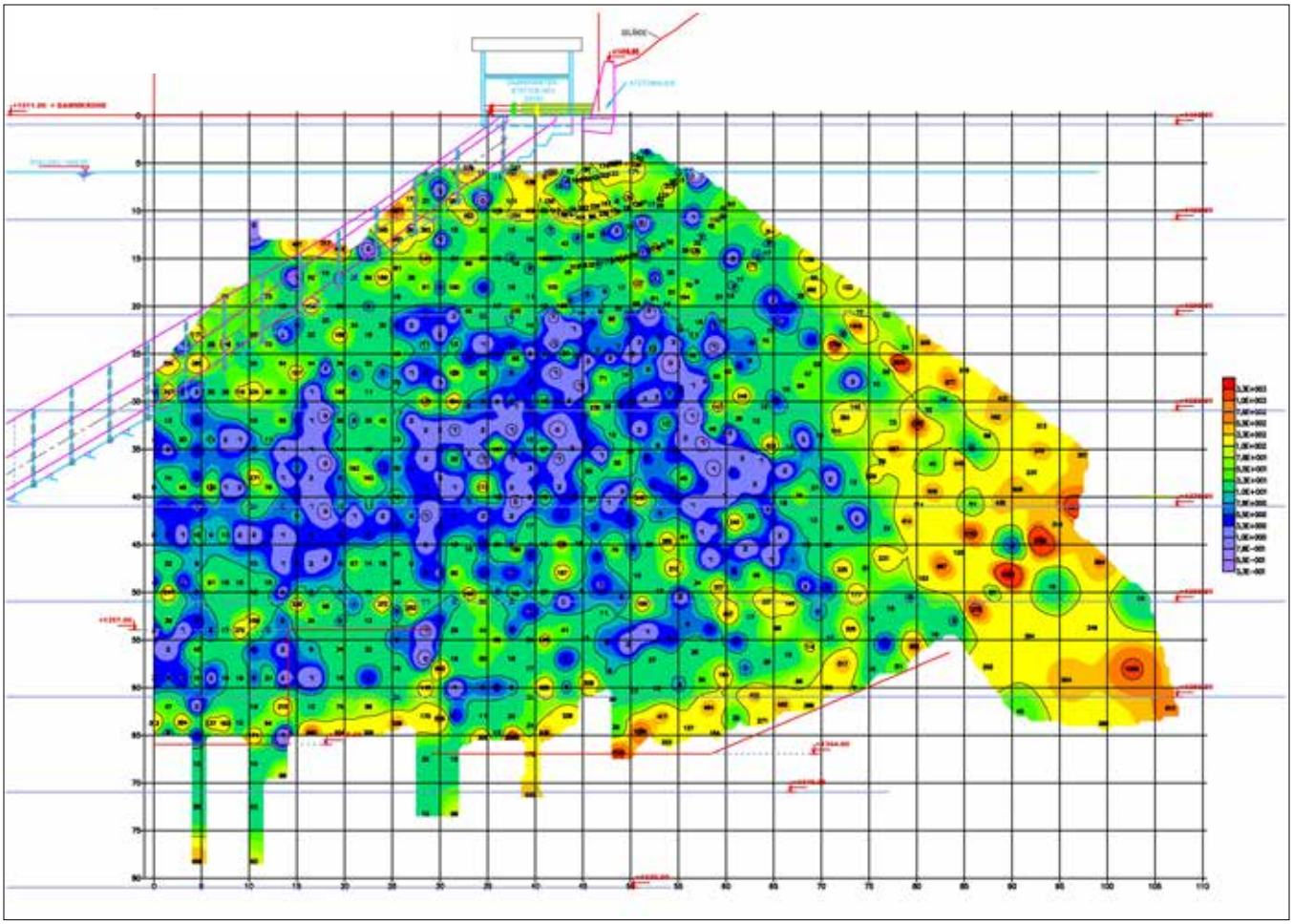


Bild 7 Injektionsmengenverteilung

Wesentliche Voraussetzung für nochmalige Injektionsdurchgänge einzelner Passen ist, diese innerhalb eines vorgegebenen Zeitfensters durchzuführen, das durch die Festigkeitsentwicklung der im Ringraum verbleibenden Suspension definiert ist. Bei den projektspezifischen Suspensionsmischungen wurde in Abhängigkeit der Rezeptur der Grenzwert für einen weiteren Injektionsdurchgang nach etwa 3 bis 6 Tagen erreicht. Entgegen einem „weichen" Sperrmittel bei normalen Manschettenrohrinjektionen, welches ab etwa 3 Tagen kaum Festigkeitszuwachs hat und somit bearbeitbar bleibt, werden Suspensionen auf Bindemittelbasis mit geringem Bentonitgehalt nach kurzer Zeit zu steif für etwaige weitere Injektionsdurchgänge. Des Weiteren konnte interessanterweise festgestellt werden, dass beim Anfahren von benachbarten Manschetten innerhalb einer Passe – und somit gekennzeichnet durch einen hydraulisch gekoppelten Ringraum – die Aufnahmemengen je Manschette stark divergierten. Dieses Injektionsverhalten erklärt sich aus dem Vorhandensein von einzelnen geöffneten Klüften im Nahbereich der Manschettenöffnungen, die trotz des mit Suspension verfüllten Ringraums durch den gerichteten Suspensionsdruck beaufschlagt wurden. Entsprechend dieser Beobachtung kann von einer, auch durch die geringen Abstände der zu beaufschlagenden Manschetten, injektionstechnisch sehr intensiven Bearbeitung des Untergrundes ausgegangen werden.

Insgesamt wurden bei den Injektionsmaßnahmen folgende Mengen verbraucht:

- 278 t Zement CEM 42,5R
- 4,5 t Bentonit
- 2,1 t Fließmittel
- 4.380 m Stahlmanschettenrohre

Inserenten ..... Seite

BeMo Tunnelling GmbH 110

DESOI GmbH 46

DMI Injektionstechnik GmbH 94

eguana GmbH 38

EK-Abdichtungstechnik GmbH 88

GeTec Ingenieurgesellschaft
für Informations- und Planungstechnologie mbH 15

Keller Grundbau GmbH 23

Massenberg GmbH 80

MC-Bauchemie Müller GmbH & Co.KG 60

Rascor Tunnel- und Spezialtiefbau GmbH 50

Renesco GmbH / Marti Geotechnik 75

Sika Deutschland GmbH 67

Stump Spezialtiefbau GmbH 103