Forschung + Praxis 62

U-Verkehr und unterirdisches Bauen



Forum Injektionstechnik 2026

Sicher abdichten und ertüchtigen

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

FORUM2026
INJEKTIONS
TECHNIK

Wir danken den Sponsoren!

BEMO

COMDRILL
BOHRAUSRÜSTUNGEN GMBH

DESOI®

DMI
SPEZIAL INJEKTIONSARBEITEN

ABDICHTUNG

F.Willich
SINCE 1882

isolera

KELLER

MC
BE SURE. BUILD SURE.

MINOVA

KÖSTER
Abdichtungssysteme

BUILDING TRUST
Sika®

URETEK®
BEWAHREN, WAS UNS TRÄGT

WEBAC®
Unsere Formel – Ihre Lösung

WIWA®
Your project deserves it.

ZÜBLIN

Forschung + Praxis 62

U-Verkehr und unterirdisches Bauen

Sicher abdichten und ertüchtigen

Forum Injektionstechnik 2026 in Köln

veranstaltet von:

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

4.–5. November 2026
Langfassung der Vorträge

STUVA

2026. Sicher abdichten und ertüchtigen

Vorträge zum Forum Injektionstechnik 2026 (Forschung + Praxis, U-Verkehr und unterirdisches Bauen; 62)

Herausgeber	Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen – STUVA – e. V., Köln
Veranstalter	bauverlag Wir geben Ideen Raum · IBE IBE-Ingenieure GmbH+Co.KG · STUVA

Copyright

© 2026. 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.

Redaktion	Dr.-Ing. Christian Thienert
Satz & Layout	Inga Zamhöfer M. A., Dipl.-Bibl. Martin Schäfer
Umschlaggestaltung	Dipl.-Bibl. Martin Schäfer
Druck	mediaprint solutions GmbH, Paderborn
Erscheinungsdatum	November 2026
Verlag	Selbstverlag (STUVA)
ISBN	978-3-9819842-7-9
Titelbild	Teilerneuerung Rauhebergtunnel [Keller Grundbau GmbH]

Inhalt

Vorwort 5

Baugrundinjektionen I

Fränzer, Simon
Otterbein, Reiner
Kneißl, Uwe
Klinger, Andy

Teilerneuerung Rauhebergtunnel: Injektions- und Düsenstrahlverfahren zur Sanierung der Tunnelbettung 9

Höfer, Giorgio
Henriquez, Jason
Teran, David
Xiaofei, Wu

Mehrstufiges Injektionskonzept zur Abdichtung eines Schachtbauwerks in einem südostasiatischen Kalibergwerk 15

Jehle, Claude

TBM-Design unter Berücksichtigung der Injektionstechnik am Beispiel eines Vortriebs in Skandinavien 19

Aberle, Bernd
Leipersberger, Maik

Beurteilung des Injektionserfolgs – Einflussgrößen und praxisnahe Bewertungsmethoden 24

Bauwerksinjektionen I

von Consbruch, Achim

Abdichtende Injektionen zur Sanierung des Kellers unter einem denkmalgeschützten Krankenhausgebäude 33

Neuberger, Björn

Injektionsmaßnahmen zur Wiederherstellung der Tragfähigkeit einer historischen Gewölbebrücke 37

Angrick, Frank

Abdichtende Injektion zur Beherrschung starker Wasserzutritte im Kanalbau 42

Sonderthemen

Forkert, Meinhard
Bermel, Joachim
Rechmeier, Frederik

Haftungszuordnung bei der Beratung von Planern durch Materialhersteller 51

Maroschek, Philipp
Philipp Eder
Fabian Dengg

BIM in der Injektionstechnik – Durchgängige digitale Workflows vom Entwurf bis zum As-Built-Modell 56

Lueg, Christian

NIS2-Anforderungen an Bauunternehmen: Cybersicherheit, Verantwortung und Haftungsrisiken 61

Bauwerksinjektionen II

de Hesselle, Jakob
de Hesselle, Jörg
Nachträgliche Abdichtung eines Kellergeschosses in Hamburg durch vollflächige Schleierinjektion 69

Rhein, Christian
Vollmann, Götz
Thewes, Markus
Vergleich der Verpressmengen bei Firstspaltverpressung, Blockhinterlegung und Nachverpressung in druckwasserhaltenden Verkehrstunneln 74

Schmidtke, Markus
Eder, Philipp
Nordhavnstunnel Kopenhagen: Bewertung von Injektionsparametern auf Basis digitaler Ausführungsdaten 82

Party, Uwe
de Graaff, Jan
Stadtbahnhaltestelle Köln Bf. Deutz/Messe: Abdichtung komplexer Bewegungsfugen mit mehreren Abdichtungsebenen 87

Baugrundinjektionen II

Leitner, Stefan
Hofmann, Matthias
Brenner Basistunnel – Baulos H52 Hochstegen: Injektionsarbeiten im Spannungsfeld von Ausschreibung und Ausführung 95

Grengg, Cyrill
Krismer, Maria
Rudic, Ognjen
Reichert, Anton
Entwicklung und Eigenschaften von Hybridinjektionsmörteln auf Basis sekundärer Rohstoffe 102

Pratter, Paul
Boley, Conrad
Kummerer, Clemens
Innovative Kompositwerkstoffe für anspruchsvolle Baugrundverhältnisse unter Verwendung von Injektionsharzen 108

Trunk, Ulrich
Künnemann, Lars
Gasparik, Matus
Dynamische Planung von Hebungsinjektionen bei großen Tunnelquerschnitten in Teilvortrieben 115

Vorwort

Sehr geehrte Damen und Herren,
liebe Kolleginnen und Kollegen!

Wie lässt sich Injektionstechnik heute angemessen beschreiben? Als bewährtes Verfahren, als Speziallösung für schwierige Randbedingungen oder als Schlüsseltechnologie zur Abdichtung und Ertüchtigung von Bauwerken und Baugrund? Die Beiträge dieses Tagungsbandes zeigen: All dies trifft zu – doch jede einzelne Beschreibung greift zu kurz.

Das Forum Injektionstechnik 2026 verdeutlicht erneut die Bandbreite und Dynamik des Fachgebiets. Die Projekte reichen von der Teilerneuerung eines Tunnels mit Düsenstrahl- und Porenrauminjektionen über mehrstufige Abdichtungskonzepte im Schachtbau bis zur Integration von Pre-Excavation Grouting in moderne Tunnelbohrmaschinen. Sie führen in historische Gewölbebrücken, denkmalgeschützte Keller, wasserführende Kanäle und Verkehrstunnel. Stets gilt es, Wasserwege zu verstehen, Tragfähigkeit wiederherzustellen, Schäden richtig zu deuten und robuste Lösungen zu entwickeln.

Dabei zeigt sich, wie eng Planung, Ausführung, Monitoring und Dokumentation verbunden sind. Beiträge zur Bewertung des Injektionserfolgs, zur digitalen Erfassung von Parametern, zu BIM-gestützten Abläufen und zur dynamischen Planung von Hebungsinjektionen machen deutlich: Entscheidend sind nicht nur Material und Verfahren, sondern auch klare Ziele, nachvollziehbare Abbruchkriterien, geeignete Prüfmethoden und die laufende Bewertung der Reaktion von Baugrund und Bauwerk. Digitale Werkzeuge unterstützen diese Aufgaben, ersetzen aber nicht die Erfahrung der Fachleute, die aus Druckverläufen, Materialaufnahmen, Wasserzutritten und Verformungen die richtigen Schlüsse ziehen.

Auch die Materialentwicklung bleibt zentral. Hybridinjektionsmörtel aus sekundären Rohstoffen, Kompositwerkstoffe aus Kies und Injektionsharzen sowie angepasste Harz- und Gelinjektionen erweitern die Möglichkeiten. Zugleich gewinnen Nachhaltigkeit, Ressourceneffizienz und CO_2-Bilanz an Bedeutung. Technische Leistungsfähigkeit und ökologische Ziele müssen kein Widerspruch sein, wenn Forschung, Produktentwicklung und Baustellenerfahrung zusammenwirken.

Ebenso wichtig sind die Rahmenbedingungen. Haftungsfragen bei der Beratung durch Materialhersteller, Vertrags- und Vergütungsmodelle für nur begrenzt beschreibbare Leistungen sowie Cybersicherheit in vernetzten Bauprojekten zeigen: Technische Exzellenz schließt organisatorische, rechtliche und unternehmerische Verantwortung ein. Wo Baugrund, Bestand und Bauablauf nicht vollständig vorhersehbar sind, braucht es klare Rollen, verlässliche Kommunikation und die Bereitschaft, auf neue Erkenntnisse schnell und sachgerecht zu reagieren.

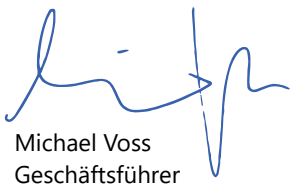
Mit diesem Tagungsband möchten wir Ihnen einen kompakten und facettenreichen Überblick über aktuelle Entwicklungen, Erfahrungen und Fragen der Injektionstechnik geben. Die Beiträge verbinden Praxisberichte mit wissenschaftlichen Untersuchungen, materialtechnischen Innovationen und übergeordneten Branchenthemen. Nutzen Sie das Forum Injektionstechnik 2026 für Austausch, kritische Diskussionen und neue Kontakte zwischen Bauherren, Planenden, Ausführenden, Herstellern, Forschungseinrichtungen und Betreibern. Echter Fortschritt entsteht dort, wo unterschiedliche Perspektiven zusammenkommen.

Unser besonderer Dank gilt allen Referentinnen und Referenten, Autorinnen und Autoren, Sponsoren, Ausstellern und Mitwirkenden, die diesen Branchentreff ermöglichen. Wir wünschen Ihnen eine anregende Lektüre, spannende Vorträge, viele fachliche Impulse und gute Gespräche beim Forum Injektionstechnik 2026 in Köln.

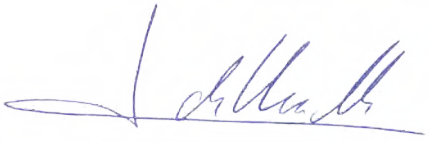
Herzlich willkommen zum Forum Injektionstechnik 2026 in Köln!



Prof. 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

Baugrundinjektionen I

Simon Fränzer, M. Sc., Keller Grundbau GmbH, Bochum (DE)
Reiner Otterbein, Dipl.-Ing., Keller Grundbau GmbH, Bochum (DE)
Uwe Kneißl, Dipl.-Ing., DB InfraGO AG, Frankfurt (DE)
Andy Klinger, Dr.-Ing., gbm Gesellschaft für Baugeologie und -meßtechnik mbH – Baugrundinstitut, Ettlingen (DE)

Teilerneuerung Rauhebergtunnel: Injektions- und Düsenstrahlverfahren zur Sanierung der Tunnelbettung

Auf der DB-Strecke Hannover–Würzburg befindet sich der 5.210 m lange Rauhebergtunnel, der in den Jahren 1983 bis 1989 erbaut wurde. Aufgrund starken Wasserandrangs im Übergangsbereich zweier Gebirgseinheiten wurde der NÖT-Vortrieb unterbrochen. Im Jahr 2011 wurden in diesem Bereich deutliche Risse in der Innenschale festgestellt, woraufhin Sofortsicherungen und ein Monitoring eingerichtet wurden. Eine ständige Durchströmung des Buntsandsteins führte zu Entfestigungsprozessen und einer Abnahme der Tunnelbettung. Im Rahmen einer Vollsperrung wurde eine Teilerneuerung durchgeführt. Dabei wurden das Düsenstrahlverfahren und mehrstufige Injektionen mit Zementen, Silicaten und Polymeren ausgeführt, um die Bettung zu verbessern und den Entfestigungsprozessen entgegenzuwirken. Der vorliegende Beitrag stellt das Sanierungskonzept und die Ausführung von Injektions- und Düsenstrahlarbeiten unter Tage vor.

1 Ausgangssituation

Im Jahr 2011 wurden etwa 1,7 km vom Nordportal entfernt Risse im Gewölbe und längs verlaufende Spalten am Übergang zwischen Sohle und Gewölbe festgestellt. Die Ausprägung der Schäden und die geschädigte Biegebewehrung wiesen auf eine deutliche Überbeanspruchung des Tunnelquerschnitts hin. Daraufhin wurden umgehend Sicherungsmaßnahmen eingeleitet. Seitdem wird der bauliche Zustand des rund 300 m langen Schadensbereichs durch automatische Messungen überwacht.

Überbrückende Instandhaltungsmaßnahmen in den Jahren 2014 und 2021 erhöhten jeweils das Standsicherheitsniveau und reduzierten die Verformungszunahme deutlich, konnten diese jedoch nicht vollständig stoppen. Nördlich des Dichtschotts zeigte das Monitoring eine Setzung des gesamten Tunnelquerschnitts, die von Ulmenkonvergenzen überlagert wurde. Südlich des Dichtschotts wurde dagegen eine Verdrehung des Tunnelquerschnitts nach rechts unten festgestellt.

2 Ermittlung der Schadensursache

2.1 Auswertung der Bestandsunterlagen

Die Beurteilung der geologischen und hydrogeologischen Besonderheiten im Schadensbereich war ein wesentlicher Bestandteil bei der Festlegung geeigneter Maßnahmen.

Eine Auswertung der Bestandsunterlagen ergab, dass der Vortrieb steigend aus den Tonsteinen des trockenen Oberen Buntsandsteins (so) in den wasserführenden Unteren Muschelkalk (mu) ausgeführt wurde. Im Übergangsbereich von so zu mu befindet sich eine Schicht aus stark wasserführendem Grenzgelbkalk (**Bild 1** und **Bild 3**). Während des Vortriebs im Jahr 1986 wurde im Grenzgelbkalk Bergwasser mit einem Wasserdruck von 2 bis 6 bar angeschnitten. Mit Entspannungsbohrungen ließ sich der Grundwasserstand nicht ausreichend absenken, woraufhin ab Block 153 ein temporärer Entwässerungsstollen vorgetrieben wurde (**Bild 2**), aus dem bis zu 500 l/s Wasser abflossen.

Im Übergangsbereich sollte der Tunnel mittels Dichtschott und Gebirgsinjektionen in einen drainierten, also nicht druckwasserhaltenden Abschnitt (≥ Block 153) und einen undrainierten, also druckwasserhaltenden Abschnitt (< Block 153) getrennt werden (**Bild 3**).

2.2 Baugrunderkundung und Rückrechnung

In den Jahren 2021/2022 wurde eine Erkundung von über und unter Tage mit einem umfangreichen Feld- und Laborversuchsprogramm durchgeführt. Auf Grundlage der Ergebnisse wurde ein räumliches Baugrundmodell erstellt und in die weiteren Auswertungen einbezogen (**Bild 3**).

Im Übergangsbereich kann sich das Wasser auf den gering durchlässigen Tonsteinen im Unteren Muschelkalk aufstauen. Dieser weist starke Verkarstungen auf und ist in der Lage, enorme Wassermengen zu speichern. Zudem wurde festgestellt, dass der Tonstein in Richtung der Tunneldrainagen des drainierten Abschnitts durchströmt wird. Infolge des Wassereinflusses wurden Gipslagen im Tonstein ausgespült, was zu einer Abnahme der Hauptspannungen führte und somit die zunehmende Entfestigung des Tonsteins verstärkte.

Anhand des Schadensbildes und der gemessenen Verformungen konnte die Schadensentstehung mittels Finite-Elemente-Methode (FEM) nachvollzogen werden. Die Berechnungen führten zu der Erkenntnis, dass die anhaltenden

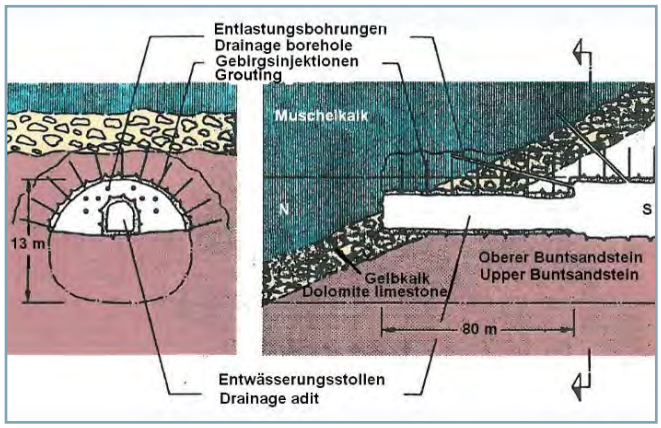


Bild 1 *Sondermaßnahmen im Übergangsbereich beim Vortrieb im Jahr 1986*



Bild 2 *Übergangsbereich zum Muschelkalk beim Vortrieb im Jahr 1986 [1];*
links: aufgefahrene Kalotte mit Entwässerungsstollen, rechts: Wasserzutritt

Entfestigungsprozesse wesentlich dazu beitragen, dass die Verformungen trotz durchgeführter Sicherungsmaßnahmen nicht gestoppt werden konnten.

3 Sanierungskonzept und Ausführung

3.1 Ziele und Randbedingungen

Im Zeitraum von Dezember 2023 bis Mai 2024 wurde eine Teilerneuerung zur Stabilisierung des Tunnels ausgeführt, um ein weiteres Fortschreiten der Bauwerksschädigungen möglichst zu verhindern und das Standsicherheitsniveau weiter zu erhöhen. Wesentlicher Teil davon war es, die Bettung des Tunnels wieder auf das seinerzeitige Niveau bei Tunnelherstellung zu ertüchtigen und die bereits eingetretene Gebirgsentfestigung (Auflockerungen und Hohllagen) wieder zu stabilisieren.

Weiterhin sollten die Entwässerungseinrichtungen intakt bleiben, was während der Ausführung zu überwachen war. Die Gebirgsverfestigung bildete zudem eine wesentliche bautechnische Grundlage, um das Gebirge für mögliche spätere Maßnahmen wie eine Erneuerung der Tunnelschale vorzubereiten.

3.2 Porenrauminjektion

Im südlichen Baubereich wurden mehrstufige Injektionen ausgeführt. Das Düsenstrahlverfahren (DSV) wurde in diesem Bereich als weniger geeignet eingeschätzt, weil der zu einem Schotter zerlegte Tonstein hier als injizierbar eingestuft wurde und zudem während der Bauausführung mit starker Durchströmung des Gebirges von ca. 50 l/s zu rechnen war. Außerdem konnten die Porenrauminjektionen (PI) im Zuge einer überbrückenden Instandhaltung im Jahr 2021 vorab bereits getestet und deren Wirksamkeit anhand des Monitorings bestätigt werden.

Vorrangiges Ziel der Injektionen war die Stabilisierung der geschädigten und teilweise vollständig zersetzten Gebirgsbereiche unterhalb der Tunnelsohle und im Widerlagerbereich. Auf eine vollständige Abdichtung des Gebirges sollte hingegen zum Erhalt der Drainagewirkung verzichtet werden. Ziel

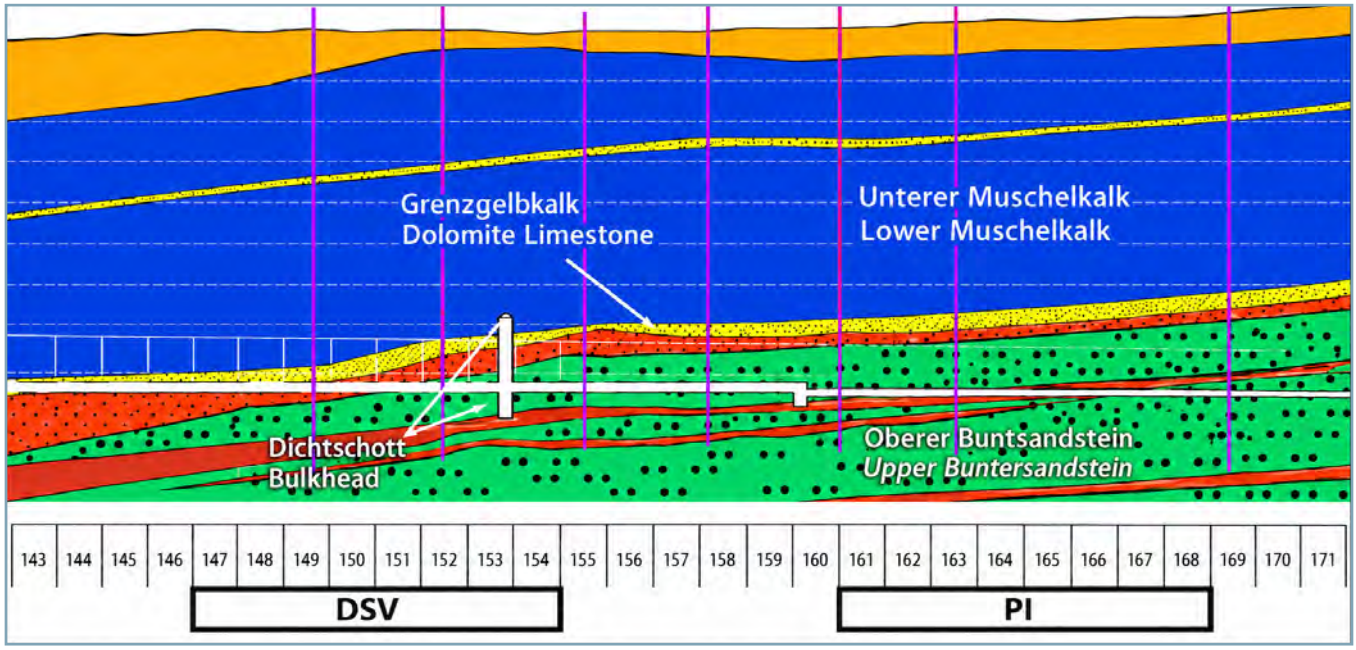


Bild 3 *Längsschnitt auf Grundlage des räumlichen Baugrundmodells*

war eine Stabilisierung und Tragfähigkeitserhöhung des Gebirges bei gleichzeitiger Sicherstellung der weiteren Funktionsfähigkeit sämtlicher Drainagesysteme im Tunnel.

Südlich des Dichtschotts kommt der Tunnel vollständig im Buntsandstein zum Liegen. Das Gebirge war insbesondere im rechten Sohlbereich infolge der langjährigen Durchströmung stark verwittert bis vollständig zersetzt. Der in Teilbereichen angetroffene Grobkies mit Steinen bildete ein gut injizierbares Poren- und Hohlraumgefüge. Insgesamt war das Gebirge einer starken Grundwasserströmung ausgesetzt.

Eine wichtige Grundlage für die Verfahrenswahl bildeten die bereits im Jahr 2021 in Block 164 ausgeführten Porenraum-injektionen. Damit konnte das Injektionsverfahren in den örtlichen Verhältnissen vor Ausführung der Hauptmaßnahme erprobt werden. Die dabei gewonnenen Erkenntnisse zur Injizierbarkeit des Gebirges flossen unmittelbar in die Planung der Hauptbaumaßnahme ein.

Die Injektionskörper wurden über perforierte Injektionslanzen hergestellt, die durch Kernbohrungen in der Tunnelschale und -sohle mit anschließenden Vollbohrungen in das Gebirge eingebaut wurden (**Bild 4**). Die Bohrungen wurden ab Außenkante Tunnelschale ca. 2,5 m in das Gebirge abgeteuft. Abhängig von der Bohrlochstandsicherheit und der Durchströmung mit Grundwasser kamen unverrohrte Bohrungen oder perforierte, selbstbohrende Rohrspieße zum Einbau. Das Bohrloch wurde vor der Injektion durch Packer gegen den Konstruktionsbeton der Tunnelschale abgedichtet, um unkontrollierte Austritte von Injektionsmaterial in die Tunnelabdichtung zu verhindern (**Bild 5**).

Um die Grundwasserströmung zur Durchführung der Injektionsarbeiten zu reduzieren, wurde vorab eine temporäre Grundwasserabsenkung um etwa 3 bis 5 m unter Tunnelsohle ausgeführt. Dazu wurden aus den Schächten der Mittelentwässerung Vertikalbohrungen abgeteuft und als Filterbrunnen ausgebaut. Das geförderte Bergwasser wurde der Mittelentwässerung zugeführt. Durch die Maßnahme konnte die Grundwasserströmung im Arbeitsbereich erheblich reduziert werden, was wesentlich zum Erfolg der Injektionsarbeiten beitrug.

Die Injektionen wurden in über 1.700 Bohrlöchern, die mit Injektionslanzen ausgebaut waren, eingebracht. Die Injektionskörper wurden dazu scheibenförmig in Querrichtung, d. h. mit Unterbrechungen in Tunnellängsrichtung angeordnet (**Bild 6**). Die Unterbrechungen sollten gewährleisten, dass



Bild 4 *Kernbohrungen durch die Tunnelschale für anschließende Vollbohrungen*



Bild 5 *Injektionslanzen in der Ulme von Block 163*

weiterhin Gebirgswasser zu den Ulmendrainagen und Entlastungsbohrungen fließen kann (drainierter Tunnelabschnitt).

Das Injektionskonzept sah mehrere Injektionsdurchgänge vor, bei denen stufenweise Zement, Hybride aus Zement und Polyurethan, Silikatharz und Silikatschaum eingesetzt wurden.

Im ersten Schritt wurde immer eine Verfüllung mit Zementsuspension ausgeführt. Dazu wurde jede Injektionslanze mit einer Erst- und einer zeitlich dazu versetzten Zweitinjektion beaufschlagt. Die Durchführung wurde über materialspezifische Grenzwerte wie Injektionsdruck, Förderrate und Injektionsmenge gesteuert. Maßgebende Abbruchkriterien waren der Injektionsdruck und die Injektionsmenge.

Konnten die festgelegten Abbruchkriterien mit der Zementinjektion nicht erreicht werden, kam im nächsten Schritt ein Hybridmaterial bestehend aus Zementsuspension und Polyurethan (PU-Anteil 20 %) zum Einbau. Bei Bedarf wurde im Weiteren der PU-Anteil auf 40 % erhöht.

Konnten auch mit den Hybridmaterialien die vorgegebenen Abbruchkriterien nicht erreicht werden, wurde ein zweikomponentiges Silikatharz eingesetzt. Im Bedarfsfall konnte auch auf einen stark expandierenden Silikatschaum zurückgegriffen werden. Dieser wies eine äußerst geringe Reaktionszeit auf, was sich als vorteilhaft an wasserdurchströmten Injektionsstellen mit großen Klüften und Hohlräumen erwies.

Die Wahl des Injektionsmaterials folgte keiner festen Vorgabe, sondern wurde anhand von Geologie, Grundwasserströmung, Materialaufnahme und Druckentwicklung fortlaufend angepasst. Wurden an Injektionsstellen die Abbruchkriterien mit Zement erreicht, erfolgte keine erneute Beaufschlagung mit den nachfolgenden Injektionsmaterialien. Dadurch be-

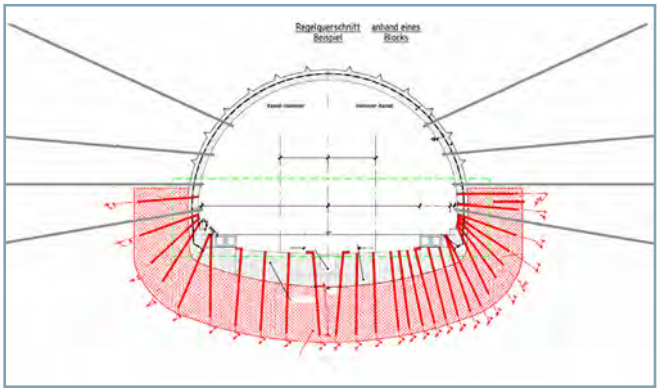


Bild 6 *Anordnung der Injektionslanzen im Querschnitt am Beispiel von Block 166*

schränkte sich der Einsatz der reaktiveren Injektionsmittel nur auf Bereiche, in denen die Injektion von Zement nicht das Abbruchkriterium erfüllte.

Während der Ausführung der Injektionen wurden kontinuierlich die Parameter Druck, Förderrate, Injektionsmenge und Materialzusammensetzung überwacht und aufgezeichnet. Parallel zur Ausführung der Arbeiten wurden sämtliche Bewegungen der Tunnelschale messtechnisch überwacht. Sämtliche Drainage- und Entwässerungseinrichtungen des Tunnels wurden regelmäßig visuell sowie durch Kamerabefahrungen auf eindringendes Injektionsgut kontrolliert.

Zur Qualitätssicherung wurden Lage, Neigung und Tiefe der Bohrungen sowie die Positionen der Packer eingemessen und dokumentiert. Weiter erfolgten Prüfungen der Dichte, des Absetzmaßes und der Marsh-Viskosität der Zementsuspension sowie Festigkeitsprüfungen an Rückstellproben. Für die unmittelbare Kontrolle der Injektionskörper waren je Block zwei Kontrollkernbohrungen mit jeweils 4 m Länge im Gebirge vorgesehen. Insgesamt umfasste das Prüfprogramm 16 Kontrollkernbohrungen.

Die nach Abschluss der Injektionen gewonnenen Kontrollkerne zeigten eine gute Verfüllung und Stabilisierung der Poren und Hohlräume im rückwärtigen Bereich der Tunnelschale. Die Kombination aus temporärer Wasserhaltung, gestufter Materialwahl, kontrollierter Injektionsabfolge und intensiver Überwachung führte zum Erfolg der durchgeführten Injektionen.

Der südliche Baubereich (Blöcke 161–168) war zum Ende der Maßnahme weitgehend trocken. Die Kernbohrungen zur Qualitätsüberprüfung zeigten eine gute Füllung der Hohlräume und Poren, was der Zielanforderung entsprach.

3.3 Düsenstrahlverfahren

Anhand der Erkundungsergebnisse wurde das Gebirge des Buntsandsteins in einer bis zu 6 m mächtigen Zone hinter den Ulmen und unter der Sohle als stark verwittert bis zersetzt aufgeschlossen. Mit dem Düsenstrahlverfahren wurden die weichen Tonsteinschichten durch ein Boden-Zement-Gemisch mit deutlich höherer Festigkeit und Steifigkeit nach Aushärtung ersetzt. Der Gebirgstragring und die Bettung des Tunnels wurden damit deutlich verbessert. Die einzelnen Düsenstrahlsäulen wurden so ausgeführt, dass sich diese in Tunnelquerrichtung (Haupttragrichtung) überschneiden (**Bild 7**).

Der Düsenstrahlkörper wurde mit einer Mächtigkeit von ca. 3 m Dicke um den Ausbau aus etwa 1.300 einzelnen Säulen aus dem Tunnel heraus hergestellt. Hierfür waren zunächst Kernbohrungen durch die Tunnelinnen- und -außenschale sowie die bis zu 3 m dicke Stahlbetonsohle erforderlich.

Die Herstellung der Düsenstrahlsäulen im weichen bzw. zersetzten Buntsandstein (Verwitterungsstufe 5) war in Bereichen ohne Wasserzutritt ohne Einschränkungen möglich. Im stark bis vollständig verwitterten Buntsandstein war ein erhöhter technischer Aufwand im Hinblick auf das Lösen des Verwitterungsgesteins und den Austrag des Materials über den Rückfluss erforderlich. Lediglich in Bereichen, die Kontakt zum anströmenden Grundwasser hatten, waren vorab umfangreiche Zwischeninjektionen und eine Umstellung der Abläufe zwingend auszuführen.

Es waren erhebliche gerätetechnische Anstrengungen nötig, um das große Volumen der DSV-Körper von etwa 6.000 m³ innerhalb der sehr eingeschränkten Sperrpause umzusetzen.

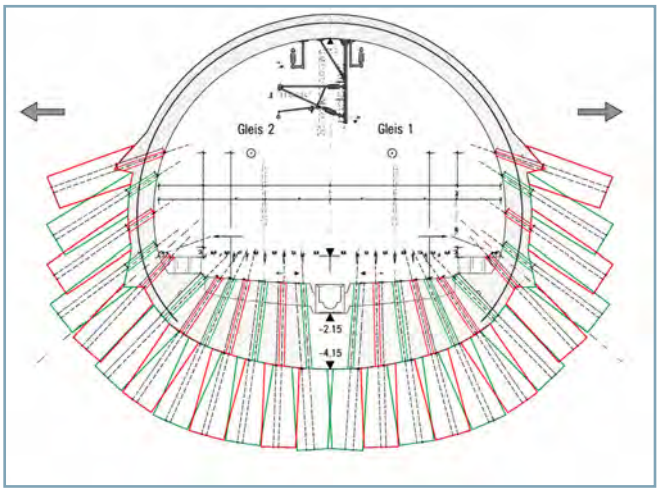


Bild 7 Anordnung der Düsenstrahlsäulen im Querschnitt am Beispiel von Block 152

Durch die Lage der Baustelle im Tunnel, das nächste Portal befand sich in ca. 1,7 km Entfernung, wurden zur Versorgung der bis zu vier gleichzeitig arbeitenden DSV-Einheiten besondere logistische Maßnahmen erforderlich. Die Versorgung wurde dabei über vier etwa 85 m tiefe Versorgungsbohrungen von über Tage, die oberhalb der Sanierungsbereiche angeordnet waren, vorgenommen (**Bild 8**). Dadurch war ein kontinuierlicher Materialfluss des Silos, Mischanlagen und Hochdruckpumpen, auch über die kalten Winterwochen, gewährleistet. Zudem konnten damit die Emissionen im Tunnel auf ein für die Bewetterung erreichbares Maß reduziert werden. Die Arbeiten konnten aus Gründen der Logistik nur halbseitig ausgeführt werden, was die Anordnung der Gerätekapazitäten und Größe in den jeweiligen Arbeitsbereichen erheblich einschränkte. Es waren etwa 50.000 t an Rückflussmaterial über Arbeitszüge und Mulden aus dem Tunnel zu transportieren und zu entsorgen.

Die gewählten Kernbohrdurchmesser von ca. 185 mm durch Gewölbe und Sohle und die eingesetzte Verfahrensweise waren darauf ausgelegt, einen störungsfreien Rückfluss während der DSV-Arbeiten zu gewährleisten sowie Schäden hinter der Tunnelschale zu vermeiden. Das für die Baumaßnahme verdichtete Monitoring gab keine Hinweise auf eine unverträgliche Verschiebung oder einen unzulässigen Druckaufbau beziehungsweise Schäden am Tunnelausbau, was auch visuell laufend überprüft wurde.

Zur Überprüfung der DSV-Reichweiten wurden an Probesäulen im Abstand von 0,5 m und 0,6 m zur Bohrachse Schallpegel (ACI) angeordnet und während der Säulenherstellung kontrolliert und aufgezeichnet.

Gemäß DIN 4093 war die statisch erforderliche Druckfestigkeit von 6,9 N/mm² durch Kontrollprüfungen zu bestäti-



Bild 8 Baustelleneinrichtung oberhalb des DSV-Bereichs



Bild 9 *Wassereinbruch in Gleis 1*
links: Wassereintritt, rechts: Sicherungsmaßnahme

gen. Die Druckfestigkeitsuntersuchungen zur Ermittlung der charakteristischen Festigkeit wurden an 39 Probekörpern vorgenommen, die aus dem hergestellten DSV-Körper mittels Kernbohrungen entnommen wurden. Für die einaxiale Druckfestigkeit ergab sich hierbei ein Mittelwert von 9,2 N/mm². Als Elastizitätsmodul wurde ein Mittelwert von 1.776 MN/m² ermittelt. Die Druckfestigkeiten aus der direkten Entnahme von Rückflussmaterial wurden an 297 Proben mit 14,5 N/mm² (Mittelwert) festgestellt. Der Unterschied kann mit der Probenqualität begründet werden. Die Proben aus den Kernbohrungen waren zum Teil durch das Bohrverfahren geschädigt (z. B. Rissbildung), wodurch eine entsprechend schlechtere Güteklasse nach DIN EN 12716 der Proben anzunehmen ist. Auch sind im Rückfluss weniger Tonklumpen bzw. Tonsteinbruchstücke enthalten, was zu besseren Versuchsergebnissen führt. Die Annahmen für die Standsicherheitsuntersuchungen lagen damit auf der sicheren Seite.

4 Erkenntnisse und Empfehlungen

Die Ausführung fiel in eine Phase außergewöhnlich hoher Niederschläge, die auch zum sogenannten Weihnachtshochwasser 2023/2024 führten. Während der Arbeiten wurden im bis dahin als undrainiert geltenden Bereich unterhalb der Tunnelsohle durch zusätzliche Kontrollbohrungen und Kamerabefahrungen bislang unbekannte Entwässerungsrohre aus der Bauphase sowie stark wasserführende Rollkieslagen festgestellt. Diese leiteten Wasser in Richtung des drainierten Bereichs ab. Der zwingend erforderliche Verschluss einer Leitung führte zu einem unmittelbaren Anstieg des Bergwassers mit Spitzenwerten von bis zu 10 m pro Tag und einem Gesamtanstieg auf 26 m über Firste. Dieser Anstieg musste während der laufenden Arbeiten beherrscht werden (**Bild 9**).

Die Strömungswege wurden nach einem speziell auf die Randbedingungen abgestimmten Injektionskonzept abgedichtet, damit die planmäßigen DSV-Arbeiten in den Nachbarbereichen kontrolliert fortgeführt werden konnten. Dies erforderte erhebliche Anpassungen des Arbeits- und Sicherungskonzepts sowie große Anstrengungen der Mannschaften vor Ort.

Nach der Anhebung des Standsicherheitsniveaus und etwa zwei Jahren Monitoring der Schadensbereiche kann vorerst

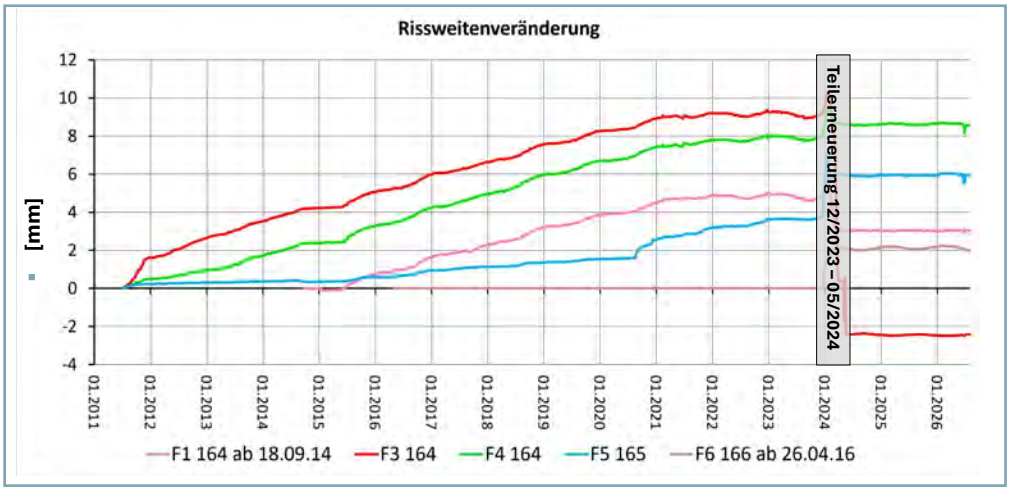


Bild 10 *Rissweitenveränderungen im Bereich der ausgeführten PI*

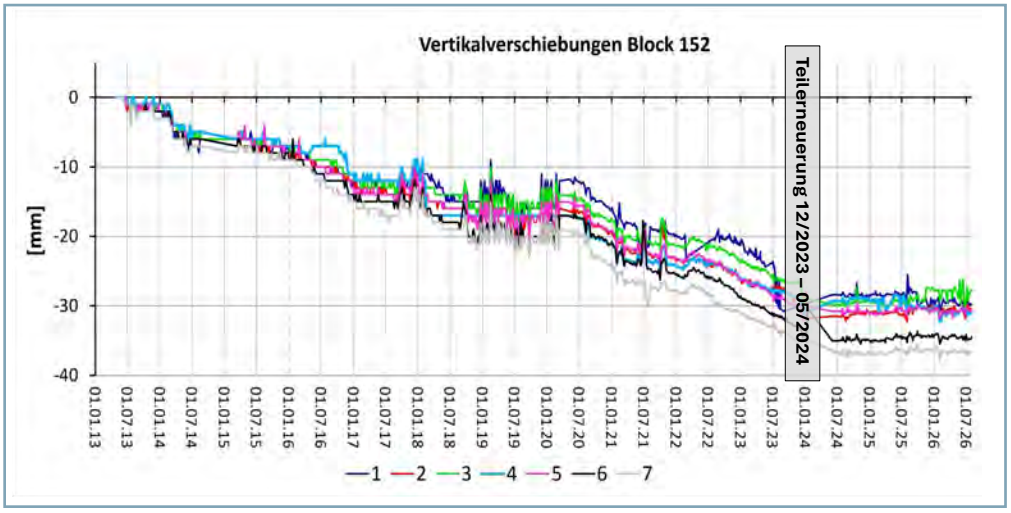


Bild 11 *Vertikalverschiebungen im Bereich des ausgeführten DSV (Bsp. Block 152)*

konstatiert werden, dass abgesehen von temperaturbedingten Schwankungen keine Bewegungen am Ausbau festzustellen sind, die auf eine fortschreitende Gebirgsentfestigung im Buntsandstein hindeuten und zu dem ursprünglichen Schadensbild geführt haben (**Bild 10** und **11**).

Eine umfangreichere Dokumentation der Bauausführung und der Bestandsunterlagen insbesondere in Bereichen, die bereits während der Bauphase auffällig waren, ist wesentlich, um spätere notwendige Sanierungsmaßnahmen sowohl in der Quantität als auch der Qualität richtig einzuschätzen. Nichtsdestotrotz ist eine gewisse Flexibilität in den ausgeschriebenen Leistungen, der Anwendung der Materialien und der Planung der Arbeiten wesentlich, um bei schwierigen Verhältnissen während der Maßnahme schnell auf Abweichungen reagieren zu können.

Injektionen im durchströmten Gebirge sind sehr aufwendig und verlangen neben umfangreicher Erfahrung und fachmännischer Ausführung eine gute Einschätzung der Situation und Verhältnisse vor Ort. Eine regelmäßige Bewertung des erzielten Erfolgs ist während der Arbeiten von besonderer Bedeutung.

Nach Möglichkeit sollten immer Methoden der bauzeitlichen Grundwasserabsenkung beziehungsweise -umleitung in Betracht gezogen werden, auch wenn erhöhte vorgreifende Anstrengungen bei den Genehmigungsbehörden notwendig sind. Ein besonderes Augenmerk auf den Umgang und auch Bedarf notwendiger Behandlung der abzuleitenden Grundwässer sollte ebenso erfolgen. Es sei abschließend auf die komplexe geotechnische Ausgangssituation hingewiesen, die durch die zielgerichtete Untersuchung im Hinblick auf den Schadensmechanismus plausibel interpretiert werden konnte. Auf dieser Basis wurden in technischer und wirtschaftlicher Hinsicht geeignete Bauverfahren gewählt, die durch eine erfolgreiche Ausführung unter schwierigen Randbedingungen zur erforderlichen Stabilisierung des Schadensbereichs geführt haben. Die vorstehend aufgezeigte messtechnische Dokumentation bestätigt dies.

Neben den eigentlichen DSV- und Injektionsarbeiten umfasste die Maßnahme unter anderem Gleisbau, Kernbohrungen, Wasserhaltung, Spülarbeiten und Monitoring. Die Ver- und Entsorgung über die Schiene und über die rund 85 m tiefen Versorgungsbohrungen erforderte eine enge Abstimmung aller Arbeitsabläufe. Zusätzliche Anforderungen ergaben sich aus unerwarteten Wasserzutritten und Wintertemperaturen von unter -15 °C, die Anpassungen bei Wasserhaltung, Bewetterung, Logistik und Materialtemperierung notwendig machten. Das Monitoring im Schadensbereich des Rauhebergtunnels wird fortgesetzt.

Literatur

[1] Leichnitz, W. (1987): Tunnelbau im grundwasserführenden Muschelkalk des Rauhebergs. Die Bundesbahn, S. 895 – 898



Keller Grundbau GmbH
Mausegatt 45-47
44866 Bochum
Deutschland

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.de@keller.com
www.kellergrundbau.de

Giorgio Höfer, Dr. rer. nat., Dr. Giorgio Höfer ZT GmbH, Mattsee (AT)
Jason Henriquez, M. Sc., TÜV Nord (Thailand) Ltd., Bangkok (TH)
David Teran, Potash Mining Project, Nakhon Ratchasima (TH)
Wu Xiaofei, China Coal No. 3 Construction Corporation (Group) Ltd., Nakhon Ratchasima (TH)

Mehrstufiges Injektionskonzept zur Abdichtung eines Schachtbauwerks in einem südostasiatischen Kalibergwerk

Mit einem Bergbauprojekt wird erstmals eine Kalium-Lagerstätte in Thailand unter Tage erschlossen. Ein erster Versuch musste 2018 nach einem unkontrollierten Grundwassereinbruch im Bereich der Salzformation aufgegeben werden. Für das neue Erschließungskonzept mit drei Schächten wurde daher ein mehrstufiges Injektionskonzept entwickelt, das Vorausinjektionen von der Oberfläche und vom Schacht aus, die Verfüllung von Ringspalt und Rückwand sowie eine chemische Barriere am Übergang zum Halit umfasst. Die Injektionsmaßnahmen wurden an die unterschiedlichen hydrogeologischen Eigenschaften von Siltstein, Anhydrit, Lehm und Halit angepasst. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Entwicklung und Umsetzung dieses Konzepts sowie die während der Ausführung vorgenommenen Anpassungen von Injektionsdrücken, Bohrschemata, Materialwahl und Logistik.

1 Projektbeschreibung

Das Kalibergbauprojekt liegt im westlichen Teil des Khorat-Beckens und ist Teil des Khorat-Plateaus in der Provinz Nakhon Ratchasima, etwa 270 km nordöstlich von Bangkok in Thailand.

Das Khorat-Plateau blickt bereits auf eine lange Geschichte der Erdöl-, Kohle- und Kaliexploration zurück. Die ersten Hinweise auf Salzlagerstätten stammen aus dem Jahr 1923 und gehen auf den amerikanischen Geologen Wallace M. Lee zurück, der das Gebiet im Auftrag der Königlich-Thailändischen Staatsbahn auf der Suche nach Erdöl und Kohle untersuchte [1]. Dennoch lag der Schwerpunkt der frühen Explorationsarbeiten zunächst auf der Erdölexploration [2]. Im Jahr 1962 begann die thailändische Regierung, Konzessionen für die Erkundung von Erdölvorkommen zu vergeben. Im Rahmen dieser Explorationsbemühungen wurden 1969 seismische Untersuchungen und Explorationsbohrungen aufgenommen.

Der erste Nachweis einer Kalimineralisierung (Carnallit) erfolgte 1973 durch Kernbohrungen in Udon Thani, die vom thailändischen Ministerium für Bodenschätze (DMR) durchgeführt wurden [3]. In den folgenden Jahren setzte das DMR das Kernbohrprogramm fort, wobei insgesamt 124 Bohrkerne gewonnen wurden. Die Auswertung der während dieser Bohrkampagne gewonnenen Daten ergab, dass sich im Khorat-Plateau eine sehr mächtige und nahezu durchgehende Kalilagerstätte befindet, die sich über ein großes Gebiet erstreckt und hauptsächlich aus Carnallit besteht, wobei im selben stratigraphischen Intervall gelegentlich auch Sylvit gefunden wurde [4]. Im Jahr 1982 wurde von R. J. Hite im Rahmen der Zusammenarbeit zwischen dem Programm des U.S. Geological Survey (USGS) und dem DMR, gefördert durch die Agency for International Development (USAID), ein Projektbericht mit dem Titel „Fortschrittsbericht über die Kalilagerstätten des Khorat-Plateaus, Thailand“ veröffentlicht. In diesem Bericht wurden die aus der Bohrkampagne gewonnenen Daten verwendet, um

1. die Lage, Geometrie und Größe der Kalivorkommen in drei unterschiedlichen Gebieten genauer zu bewerten,
2. das allgemeine Verständnis der Entstehungsprozesse von Carnallit und Sylvit sowie deren Zusammenhänge zu vertiefen und
3. Leitlinien für die künftige Exploration der Kalilagerstätte zu geben.

Außerdem werden in dem Bericht potenzielle Probleme erörtert, die aufgrund von Salzlösungen und Einstürzen bzw. der Einwirkung von Grundwasser im Untergrund auftreten könnten [4].

Eine wichtige Schlussfolgerung dieser Studie war, dass ein enger Zusammenhang in der Genese zwischen dem Vorhandensein paläoalluvialer Kanäle, der Bildung von Salzantiklinalen, der Entstehung von Deckgestein sowie der Auflösung von Carnallit und dessen Umwandlung in Sylvit besteht. Diese Untersuchung kann als grundlegende Leitlinie für die Kaliprospektion und -exploration verstanden werden und lässt sich auch auf das Projektgebiet übertragen [4].

Tatsächlich steht die geologische und strukturelle Verteilung von Carnallit und Sylvinit, wie von Hite vorhergesagt [4], in engem diagenetischen Zusammenhang mit einer Salz-An-

tiklinale, die wiederum räumlich mit dem Vorkommen paläoalluvialer Kanäle darüber verbunden ist. Die Lage und Ausdehnung der Salz-Antiklinale wurden aus seismischen Untersuchungen abgeleitet, die 1982 von DMR und dem Department of Mineral Fuel (DMF) entlang der Autobahn 201 durchgeführt wurden, die in Nord-Süd-Richtung etwa 3 km westlich des Projektgebiets verläuft.

2 Erster Erschließungsversuch

Im März 2017 begannen die Bauarbeiten für die Erschließung des Bergbaus am vertikalen Lüftungsschacht an der höchsten Aufragung des Salzstocks, und im April 2018 erreichte der Schachtbau die Salzformation. Im August 2018 wurde der Schachtbau mit einer Gesamttiefe von 126 m abgeschlossen und mit dem Zugangstunnel verbunden. Anfänglich lagen die Zuflussraten des Grundwassers bei 20–30 l/min und wurden als „akzeptabel“ bezeichnet. Etwa zwei Monate nach Fertigstellung des vertikalen Schachts trat in einer Tiefe von etwa 90 m unter der Oberfläche auf Höhe der Deckschicht ein Grundwassereinbruch mit hohem NaCl-Gehalt auf.

Infolgedessen konnten die geplanten Erschließungsarbeiten nicht wie vorgesehen fortgesetzt werden, die Mine wurde aufgegeben. Im Anschluss wurden weitere Erkundungen durchgeführt, die ein tieferes Verständnis der geologischen, hydrogeologischen und strukturellen Dynamik erlauben sollten.

3 Neues Erschließungskonzept

Nachdem der erste Versuch 2018 aufgegeben werden musste, wurde ab 2021 mit den Planungsarbeiten für ein neues Bergwerkskonzept begonnen. Das neue Konzept sieht drei Schächte ohne Zugangstunnel vor. Die Anlage liegt etwa einen Kilometer weiter südlich und damit in ausreichender Entfernung zum ersten Vorhaben. Die kaliumführenden Schichtfolgen liegen hier zwischen 250 und 350 m unter Gelände. Entsprechend sind die drei Schächte mit Endteufen von 285, 360 und 385 m vorgesehen. Geplant – bzw. mittlerweile ausgeführt – sind je ein Schacht für die Belüftung (**Bild 1**), für die Förderung sowie für die Logistik. Die Innendurchmesser der



Bild 1 Lüftungsschacht während der Vortriebsarbeiten

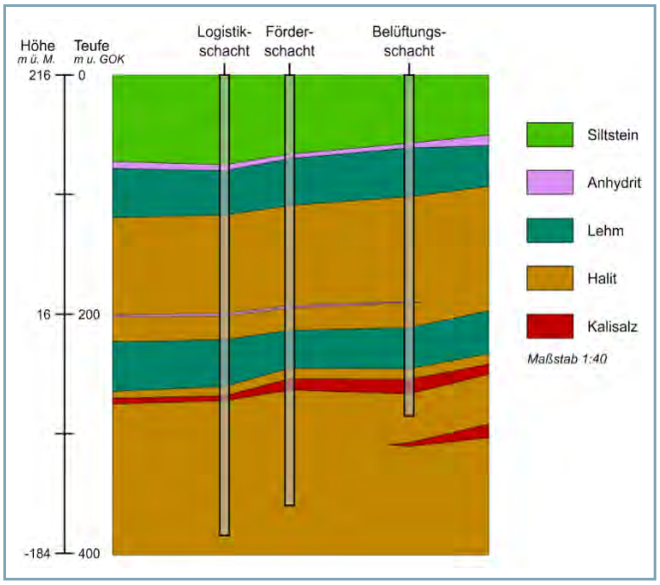


Bild 2 Vereinfachter geologischer Schnitt durch die Schächte

Schächte betragen 5,0, 5,5 und 6,5 m, was bei einem Ausbau mit 60 cm Beton zu einem Ausbruchsprofil von 6,2, 6,7 und 7,7 m führt (ohne Übermaß).

4 Injektionskonzept

4.1 Ziel

Ziel des Injektionskonzepts ist eine vollständige Trennung des Halits von möglichen Wasserzutritten. Der Halit des sogenannten "Oberen Salzes" wird von etwa 40 m mächtigem Lehm überlagert (**Bild 2**). Darüber liegt ein etwa 4–6 m mächtiger Anhydrit. Bis zur Verwitterungszone an der Geländeoberfläche wird dieser von einer ca. 50–70 m mächtigen Folge Siltsteins überlagert. Der Siltstein führt Einschaltungen von Sandstein, die eine vergleichsweise höhere Festigkeit aufweisen.

Siltstein, die Einschaltungen von Sandstein und der Lehm führen Grundwasser, während Anhydrit und Halit trocken sind. Die Vorauserkundungen zeigten, dass sich insbesondere unmittelbar an der Grenze vom Lehm zum darunter liegenden Halit eine vergleichsweise stark wasserführende Zone entwickelt hatte. Eine Verbindung dieser Zone mit dem Halit über die Schachtbauwerke ist zu vermeiden.

4.2 Injektionsphasen

Um oben genannte Ziele zu erreichen, wurde eine Abdichtung in vier Schritten geplant und umgesetzt:

1. Vorausinjektion von der Oberfläche
2. Vorausinjektion vom Vortrieb aus
3. Verfüllung von Ringspalt und Rückwand
4. Chemische Barriere

4.2.1 Vorausinjektion von der Oberfläche

Um die drei Schachtstandorte wurde vor dem eigentlichen Abteufen je ein Injektionsschirm hergestellt. Der Zweck dieser Injektionen war die Reduktion der Durchlässigkeit des Gebirges im Umfeld der geplanten Schächte. Die Bohrungen wurden von März bis Juli 2025 durchgeführt. Pro Schacht erfolgten 30 bzw. 32 Bohrungen, die in zwei Ringen angeordnet wurden – einem inneren und einem äußeren Ring. Zusätzlich wurde je Schacht eine QC-Bohrung hergestellt. Die Bohrungen wurden

bis zum Halit abgeteuft, die Endteufe des Injektionsschirms beträgt damit – abhängig vom geologischen Modell – 96–112 m.

Die Vorgehensweise erfolgte in Stufen. So wurden beispielsweise beim Lüftungsschacht zunächst 0–6 m gebohrt und injiziert. Danach wurde das Bohrloch bis in eine Tiefe von 16 m wiederaufgebohrt und wieder injiziert. Die nächsten Stufen lagen bei 26, 41, 56, 66, 81, 96 und 104 m.

4.2.2 Vorausinjektion vom Vortrieb aus

Zusätzlich zu den Vorausinjektionen von der Oberfläche erfolgten Vorausinjektionen vom Vortrieb aus. Diese erfolgten nicht systematisch, sondern im Bereich von definierten geologischen Zonen. Der Zweck dieser Injektionen war der zusätzliche Schutz dieser Bereiche vor Wasserzutritt. Diese Zonen umfassen den Bereich um den Anhydrit sowie den Übergangsbereich vom Lehm zum Halit.

Die Planung beinhaltete die Herstellung einer massiven 2 m dicken Betonplatte, um dem geplanten Injektionsdruck einen ausreichenden Widerstand entgegenzusetzen und einen Kurzschluss in den aufgefahrenen Schacht zu vermeiden. Zudem war ein Injektionsschirm um den Schacht mit 2,5 m langen Injektionsbohrungen vorgesehen, die horizontal und mit 45° Neigung unmittelbar oberhalb der Betonplatte ausgeführt wurden. Der Injektionsschirm sollte ebenfalls verhindern, dass Injektionsgut nach oben ausweichen konnte.

Vom Schachtboden wurden schließlich zwei Injektionsringe mit jeweils 12 Bohrungen mit einer Tiefe von 12 bzw. 22 m hergestellt, die um 6 bzw. 12° gegen die Vertikale geneigt in das Gebirge geführt wurden. Die Planung wurde so erstellt, dass die Injektionsbohrungen, die in den ersten Metern noch im Bereich des aufzufahrenden Schachtes liegen, im Bereich der kritischen Zone (z. B. des Anhydrits) bereits außerhalb des Schachtquerschnitts liegen.

Nach den Erfahrungen mit der Vorausinjektion vom Vortrieb aus im ersten Schacht, dem Lüftungsschacht, wurden die Konzepte für die Vorausinjektionen in den anderen Schächten adaptiert und optimiert. So wurde unter anderem die Stärke der Betonplatte reduziert, die Anzahl der Bohrungen verringert und deren Länge angepasst.

4.2.3 Verfüllung von Ringspalt und Rückwand

Zweck der Verfüllung des Ringspalts ist die Vermeidung eines hydrogeologischen Kurzschlusses vertikal entlang des Schachtes. Die Herstellung eines Hohlraums führt zu einer Reaktion des umgebenden Gebirges, die häufig mit einer Erhöhung der hydraulischen Durchlässigkeit verbunden ist. Darüber hinaus ist nicht auszuschließen, dass bei der Betonierung des Schachtes Hohlräume verbleiben. Zudem bleibt zwischen den Betonringen oft ein kleiner Spalt, durch den Grundwasser in den Schacht eindringen kann.



Bild 3 *Bohrung für die Verfüllung der Rückwand*



Bild 4 *Austritt von Injektionsgut an Betonfugen*

Die Verfüllung des Ringspalts erfolgt Ring für Ring und sollte idealerweise von unten nach oben durchgeführt werden. Tatsächlich hat es sich aus baulogistischen Gründen oft als vorteilhaft erwiesen, von oben nach unten zu arbeiten. Für diese Injektionsarbeiten wurden zunächst und in Abhängigkeit vom Schachtdurchmesser 7–9 Bohrungen mit einem Durchmesser von 45 mm meist 1,5 m tief horizontal durch die Betonschale in das Gebirge erstellt (**Bild 3**). Die Injektionen, angesetzt etwa 0,5–0,8 m unter der Arbeitsfuge der 2 m (teilweise auch 3,5 m) hohen Betonblöcke, erfolgten anschließend meist reihum (**Bild 4**). Wurde weiterhin Wasserzutritt festgestellt, wurden zusätzliche Bohrungen hergestellt.

Der tatsächliche Injektionserfolg stellte sich häufig erst nach Tagen heraus, sodass die Arbeitsbühne stets wieder zu bereits injizierten Segmenten bewegt werden musste, um mit zusätzlichen Bohrungen den gewünschten Injektionserfolg zu erreichen. Dadurch betrug die tatsächliche Anzahl von Injektionsbohrungen in Extremfällen über 30 je Segment.

Eine systematische Injektion in einem Raster über die komplette Schachtlaibung war in der Planung nicht vorgesehen, es wurde aber darauf geachtet, die Bohrungen von Segment zu Segment auf halben Abstand zu setzen.

Das Konzept wurde an die jeweilige lokale Geologie angepasst. So beschränkte sich die Länge der Bohrungen von 1,5 m auf den Bereich des Siltsteins. Im Bereich des Lehms wurde aufgrund seiner hohen Verformbarkeit und der Annahme, dass kein klassischer Kluftaquifer vorliegt, lediglich die Betonlaibung durchbohrt (Bohrtiefe 0,7 m) und unmittelbar dahinter injiziert. Weitere Anpassungen erfolgten sehr oberflächennah, im Bereich der Betonsperren bei den Vorausinjektionen und am Übergangsbereich zum Halit, wo bis zu maximal 5 m tiefe Bohrungen hergestellt wurden.

4.2.4 Chemische Barriere

Im Anschluss an die Injektionen wurde bei jedem der Schächte unmittelbar an der Grenzfläche des Lehms zum Halit eine chemische Barriere (engl. chemical water barrier [CWB]) gegen das Eindringen von Sickerwasser hergestellt. Die Dichtfunkti-

on beruht dabei auf zwei wesentlichen Materialeigenschaften: Quellung bei Kontakt mit Wasser – sowohl Süßwasser als auch Sole – und Undurchlässigkeit.

5 Injektionsdruck

Der Injektionsdruck wurde in der Planung auf die Tiefe des injizierten Bereichs bezogen, sodass mit zunehmender Tiefe entsprechend höhere Drücke vorgesehen waren. Die Berechnung erfolgte zunächst nach den gültigen Standards für chinesische Kohlebergwerke [5, 6]. Der Injektionsdruck wird demnach mit

$$P_0 = K \cdot P_w + \sigma$$

berechnet, wobei P_0 den finalen Injektionsdruck, K einen Druckkoeffizienten von 1,2 bis 1,5, P_w den Wasserdruck und σ den Felswiderstand bezeichnet, der hier mit 0,5–1,0 MPa angesetzt wurde. Dies ergab Drücke von 0,74 MPa knapp unter der Geländeoberfläche bis zu 2,39 MPa im tiefsten Bereich zwischen 116 und 126 m.

Obwohl diese empirische Formel, die aus wissenschaftlicher Sicht eher einer Faustregel entspricht, sehr häufig im chinesischen Bergbau zur Anwendung kommt, führte sie im gegenständlichen Vorhaben nicht überall zum gewünschten Erfolg. Im Laufe der Injektionsmaßnahmen kam es teilweise zu unerwünschtem Systemverhalten, sodass die Planung vor Ort optimiert wurde. In den meisten Fällen führte dies zu einer Reduktion des Injektionsdrucks.

6 Injektionsmaterialien

Die Injektionsmaterialien wurden planerisch auf die erwartete Geologie abgestimmt. Zur Anwendung kamen Zement, Wasserglas, Magnesiumoxid und Magnesiumchlorid. Als Fluid wurden Klarwasser und Solelösung verwendet.

Klarwasser mit Zement wurde im Siltstein verwendet und – wenn notwendig – mit Wasserglas beaufschlagt. Im Bereich um den Anhydrit und im Lehm wurde dem Zement Magnesiumoxid zugesetzt. Bei Annäherung an den Halit wurde auf Solelösung mit Magnesiumoxid (ohne Zement) umgestellt.

Als Basis für die Festlegung der Viskosität wurde im Siltstein an jedem Bohrloch ein kurzer Wasserabpressversuch durchgeführt. In Abhängigkeit vom ermittelten Lugeon-Wert erfolgten Mischungsverhältnisse von Wasser und Zement zwischen 0,6:1 bis zu 3:1. Im Lehm hingegen erfolgte kein Wasserabpressversuch, um das weiche Gestein nicht zu deformieren und Erosion zu vermeiden. Hier wurde mit einem Wasser-Zement-Verhältnis von 1:1 begonnen und gegen Ende der Verpressung meist auf 0,85:1 reduziert bzw. die Viskosität erhöht.

7 Bauzeitliche Optimierungen

Wie bereits erwähnt, wurde der Ablauf der Untertage-Injektionsarbeiten von Ende August 2025 bis Ende März 2026 stetig weiter verbessert. Die Optimierungen lassen sich wie folgt zusammenfassen:

- Reduktion der Injektionsdrücke
- Anpassungen in der Vorausinjektion unter Tage
- Anpassungen in Lage und Tiefe der Bohrungen
- Verbesserung in der Logistik der Versorgung
- Herstellung einer zusätzlichen, deutlich flexibleren Arbeitsplattform ausschließlich für die Injektionsarbeiten

Literatur

[1] Lee, W. (1923): Reconnaissance Geological Report of the Districts of Payap and Maharat, Northern Siam. Bangkok: Ministry of Railways, Siam.

[2] Lee, W. (1927): Outline of the Geology of Siam with Reference to Petroleum. American Association of Petroleum Geologists Bulletin, 11(4), p. 407-415.

[3] Hite, R.J.; Japakasetr, T. (1979): Potash Deposits of the Khorat Plateau, Thailand and Laos. Economic Geology, 74(2), p. 448-458.

[4] Hite, R.J. (1982): Progress Report on the Potash Deposits of the Khorat Plateau, Thailand. U.S. Geological Survey Open-File Report 82-1096, prepared in cooperation with the Thailand Department of Mineral Resources.

[5] Mine Grouting Manual (2013). Beijing, Coal Industry Publishing House. Editor: Zhang Yongcheng. ISBN 978-7-5020-4240-0.

[6] Grouting Construction Manual (2014). Beijing: Coal Industry Publishing House. Editor: Zhou Xingwang. ISBN 978-7-5020-4405-3.

Claude Jehle, Product Manager Drilling Systems, Herrenknecht AG, Schwanau (DE)

TBM-Design unter Berücksichtigung der Injektionstechnik am Beispiel eines Vortriebs in Skandinavien

In Skandinavien gelten besonders strenge Anforderungen an die Begrenzung von Wassereintritten in Tunnelbauwerke. Die vorausgehende Erkundung und Abdichtung des Gebirges mittels Pre-Excavation Grouting (PEG) stellt daher einen wesentlichen Bestandteil des Tunnelbaus dar. Hierzu werden Vorausbohrungen durchgeführt, mittels Durchlässigkeitstests bewertet und bei Bedarf abgestufte Injektionsmaßnahmen zur Reduktion der Gebirgsdurchlässigkeit und zur Verbesserung der Gebirgsstabilität ausgeführt. Der vorliegende Beitrag untersucht anhand des Projekts Oslo Water die Integration dieser Methode in das Design einer Tunnelbohrmaschine (TBM). Für das Projekt wurde gemeinsam mit Skanska Norge eine Hardrock-TBM mit integrierter PEG-Ausrüstung entwickelt. Im Mittelpunkt stehen die technischen Randbedingungen, die entwickelte Maschinenlösung und die im Projekt gewonnenen Erfahrungen.

1 Pre-Excavation-Grouting-Methode

In Skandinavien gelten besonders strenge Anforderungen an die Begrenzung von Wassereintritten in Tunnelbauwerke. Hierfür wird häufig das Pre-Excavation Grouting (PEG) eingesetzt. Bei Unterseetunneln werden häufig maximale Zuflussraten von 30 l/min je 100 m Tunnel gefordert, in Einzelfällen sogar weniger als 1 l/min je 100 m Tunnel. Die Motivation hierfür liegt sowohl im Schutz sensibler oberflächennaher Hydrogeologie als auch in den wirtschaftlichen Vorteilen eines trockenen Tunnelbauwerks. Dafür gibt es zwei wesentliche Gründe:

- Die Vermeidung von Umweltauswirkungen infolge von Grundwasserabsenkungen. Besonders in Skandinavien sind die oberflächennahen Lockergesteinsschichten häufig deutlich geringer mächtig als in Mitteleuropa und reagieren daher empfindlicher auf Veränderungen des Grundwasserhaushalts.
- Die wirtschaftlichen und technischen Vorteile für das Tunnelbauwerk. Eine wirksame Gebirgsabdichtung kann den Verzicht auf Abdichtungsmembranen und gegebenenfalls sogar auf eine Innenschale ermöglichen und dadurch den erforderlichen Tunneldurchmesser reduzieren. Gleichzeitig werden Vortriebsrisiken durch stabilisierte Gebirgsverhältnisse und verfüllte Hohlräume verringert. Darüber hinaus lassen sich die betrieblich zu bewältigenden Wassermengen sowie die damit verbundenen Betriebskosten reduzieren, während die Dauerhaftigkeit des Bauwerks durch geringere Auslaugungs- und Erosionsprozesse erhöht wird

Zudem können dadurch die Bauzeiten verkürzt, die Baukosten reduziert und der CO_2-Fußabdruck des Tunnels verringert werden.

Um diese Gebirgskonditionierung zu erreichen, wird die Geologie systematisch durch mehrere Vorausbohrungen erkundet. Diese Bohrungen werden in der Regel mit einer Tiefe von 25 bis 40 m durchgeführt. Anschließend wird die Durchlässigkeit des Gebirges gemessen, entweder passiv (über den Rücklauf von Grundwasser) oder aktiv (durch das Einpressen von Wasser in das Bohrloch). Wenn Grenzwerte erreicht oder überschritten werden, ist eine Injektionskampagne erforderlich.

Umfang und Ausführung der Injektionsmaßnahmen werden auf Grundlage der gemessenen Gebirgsdurchlässigkeit festgelegt. Die Injektionsmittel sowie Injektionsdruck und -volumen werden auf Basis der Geologie und der Tunneltiefe festgelegt. In Abhängigkeit vom erzielten Abdichtungserfolg können mehrere Injektionsringe erforderlich sein. Nach Abschluss der Injektionsarbeiten wird die Wirksamkeit der Maßnahmen mittels Kontrollbohrungen und erneuter Durchlässigkeitsprüfungen überprüft. Sofern die definierten Zielwerte nicht erreicht werden, werden zusätzliche Injektionskampagnen durchgeführt, bis die geforderten Abdichtungsparameter nachgewiesen sind.

Bei einigen aktuellen Tunnelprojekten werden Injektionskampagnen unabhängig von den Ergebnissen der Durchlässigkeitsmessungen oder den beobachteten Wasserzuflüssen standardmäßig durchgeführt. Hierzu zählen eventuell auch zusätzliche Injektionen mit kolloidaler Kieselsäure (engl. „colloidal silica“), die aufgrund ihrer geringen Viskosität in der Lage ist, selbst feinste Klüfte und Risse im Gebirge zu durchdringen und abzudichten. Ziel ist eine möglichst vollständige Reduzierung der Gebirgsdurchlässigkeit und eine langfristig wirksame Abdichtung.

Unter diesen Randbedingungen stellen Vorausbohrungen und Injektionsmaßnahmen einen ebenso wesentlichen Bestandteil des Maschinenkonzepts und des Bauprozesses dar wie die eigentliche Vortriebstechnik. Wird die geforderte Abdichtungswirkung nicht erreicht, können zusätzliche Nachinjektionen vom bereits ausgebrochenen Tunnel aus erforderlich werden. Im Extremfall kann dies einen temporä-

ren Vortriebsstopp zur Folge haben, um radiale Injektionsmaßnahmen nachträglich auszuführen. Da die Wirksamkeit solcher nachgelagerten Maßnahmen in der Regel geringer ist als die einer vorgelagerten Gebirgsabdichtung, können daraus erhebliche Projektverzögerungen von mehreren Monaten resultieren.

Das PEG ist daher im skandinavischen Tunnelbau ein entscheidender Erfolgsfaktor. Die frühzeitige Berücksichtigung der erforderlichen Bohr- und Injektionstechnik sowie deren nahtlose Integration in das Maschinenkonzept und die Bauabläufe sind sowohl für den Tunnelbauer als auch für den Maschinenhersteller von zentraler Bedeutung. Nur durch eine abgestimmte Auslegung von Maschine, Ausrüstung und Prozesskette lassen sich die hohen Anforderungen an Wasserdichtigkeit, Vortriebssicherheit und Wirtschaftlichkeit zuverlässig erfüllen.

2 Integration der PEG-Ausrüstung in eine Hartgesteins-TBM

2.1 TBM-Aufbau

Eine Tunnelbohrmaschine (TBM) besteht grundsätzlich aus zwei funktionalen Hauptbereichen: der Vortriebsmaschine, die den Tunnel auffährt (**Bild 1**), und dem Nachläuferbereich, der für die Logistik sorgt (**Bild 2**).

Aufgrund der vorherrschenden geologischen Randbedingungen kommen im skandinavischen Tunnelbau überwiegend Hartgesteins-TBM zum Einsatz. Die aufzufahrenden Formationen bestehen häufig aus Gneis- und Granitgesteinen mit einaxialen Druckfestigkeiten (UCS) von bis zu 300 MPa. Entsprechend werden diese Maschinen mit leistungsstarken Hauptantrieben sowie robusten Schneidrädern mit geringem Öffnungsgrad ausgelegt, um den Anforderungen des Vortriebs in hochfestem Festgestein gerecht zu werden. Der geringe Öffnungsgrad des Schneidrads reduziert jedoch gleichzeitig die Zugänglichkeit zur Ortsbrust und stellt damit besondere Anforderungen an die Integration von Erkundungs- und Injektionssystemen.

Im Gegensatz zu geschlossenen Schildmaschinen für Lockergesteinsanwendungen werden Hardrock-TBM üblicherweise unter atmosphärischen Bedingungen betrieben. Dadurch bleibt ein Zugang zur Abbaukammer ohne Stützdruck grundsätzlich möglich, was insbesondere für Inspektions-, Wartungs- und Bohrarbeiten von Vorteil ist.

Das Nachläufersystem bietet darüber hinaus umfangreiche Integrationsmöglichkeiten für zusätzliche verfahrenstechnische Ausrüstung. Insbesondere die Installation von Injektionsanlagen sowie die Bereitstellung der hierfür erforderlichen Medien, wie Wasser, Zement, Zusatzmittel und Energieversorgung, können dort effizient umgesetzt werden. Aufgrund des verfügbaren Bauraums und der vorhandenen Versorgungsinfrastruktur stellt der Nachläuferbereich die bevorzugte Plattform für die Integration umfangreicher Pre-Excavation-Grouting-Systeme dar.

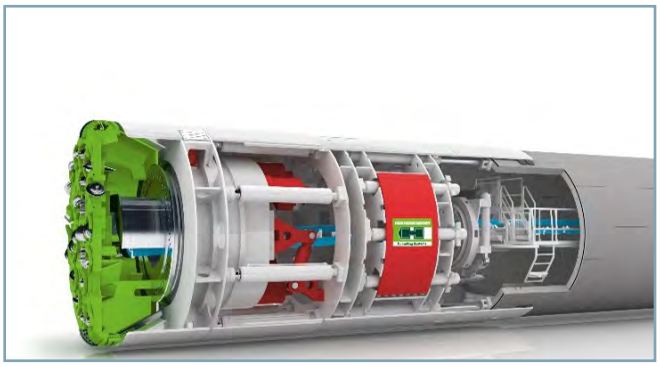


Bild 1 Prinzipskizze einer Doppelschild-TBM

2.2 PEG-spezifische Anforderungen

Im Vergleich zu konventionellen Sprengvortrieben weist der Einsatz von Tunnelbohrmaschinen (TBM) für die Durchführung von PEG-Maßnahmen zunächst einige konstruktionsbedingte Einschränkungen auf.

Eine wesentliche Herausforderung ergibt sich aus der geschlossenen Schildkonstruktion, welche einen direkten Zugang zur Ortsbrust verhindert. Vorausbohrungen können daher ausschließlich über definierte Bohrgassen ausgeführt werden. Um die Effizienz der Bohrkampagnen sicherzustellen, müssen diese Bohrgassen möglichst nahe am Bohrkopf angeordnet werden. Mit zunehmendem Abstand zur Ortsbrust erhöht sich die erforderliche Bohrlänge, da zusätzliche Bohrmeter benötigt werden, um die Tunnelachse beziehungsweise die Tunnelfront zu erreichen.

Die Anzahl, Position und Ausrichtung der Bohrgassen werden bereits während der Maschinenauslegung festgelegt und können im späteren Projektverlauf nur mit erheblichem konstruktivem und betrieblichem Aufwand angepasst werden. Die frühzeitige Berücksichtigung der projektspezifischen Anforderungen an Erkundungs- und Injektionsbohrungen stellt daher einen wesentlichen Aspekt des Maschinenkonzepts dar.

Eine zusätzliche technische Herausforderung besteht im Anbohrprozess selbst. Aufgrund der erforderlichen Bohrwinkel von typischerweise 5° bis 10° müssen die Bohrstränge unter flachen Winkeln an der Tunnelkontur angesetzt und sicher in das Gebirge geführt werden. Die Gewährleistung einer präzisen Bohrführung unter diesen Randbedingungen stellt hohe Anforderungen sowohl an die konstruktive Ausgestaltung der Maschinenkonstruktion als auch an die Bohrmannschaft.



Bild 2 Prinzipskizze des Nachläufersystems

Auf der positiven Seite bietet die TBM einige Vorteile, die auf den ersten Blick nicht unbedingt auffallen: Die Gerätschaften für PEG können fest auf der Maschine installiert werden. Dadurch reduzieren sich die Mobilisierungszeiten, der Verkehrsaufwand und die damit verbundenen Risiken. Diese Geräteintegration vereinfacht außerdem die Versorgung (zentrale Hydraulikstation, Wasser- und Stromversorgung) und ermöglicht eine zentrale Datenerfassung, um die PEG-Daten zusammen mit den TBM-Daten auf einer Plattform zu sammeln und auszuwerten.

Ein weiterer Vorteil ist die Abbautechnik selbst: Im Sprengvortrieb können Risse entstehen, die den Injektionskörper vor der Ortsbrust beschädigen können. Beim maschinellen Vortrieb wird der „Grout Plug" durchgefräst, ohne den vorgelagerten Injektionskörper außerhalb des Ausbruchquerschnitts zu schädigen.

2.3 Anforderungen an Bohr- und Injektionstechnik

Die für das PEG erforderliche Anlagentechnik gliedert sich grundsätzlich in zwei Hauptsysteme: die Bohrausrüstung und die Injektionsanlage. Beide Systeme arbeiten eng miteinander und bilden die technische Grundlage für die geologische Erkundung, Gebirgskonditionierung und Abdichtung des Gebirges vor dem Vortrieb.

Die Bohrausrüstung muss in der Lage sein, eine große Anzahl von Vorausbohrungen für geologische Untersuchungen sowie für Injektions- und Kontrollzwecke mit hoher Produktivität durchzuführen. Für diese Anforderungen bietet die moderne Top-Hammer-Technologie erhebliche Vorteile. Bereits seit mehr als einem Jahrzehnt stehen Bohrhämmer mit einer Schlagleistung von bis zu 40 kW zur Verfügung, die selbst in hochfestem Festgestein hohe Bohrleistungen ermöglichen.

Zur Minimierung unproduktiver Nebenzeiten sollten darüber hinaus möglichst lange Bohrstangen verwendet werden. In der Praxis kommen hierfür üblicherweise Bohrstangenlängen von 3.660 mm (12') bis 4.270 mm (14') zum Einsatz. Die Reduzierung der Gestängewechsel trägt wesentlich zur Verbesserung der Gesamtbohrleistung bei. Ein weiterer wesentlicher Aspekt ist die Mechanisierung der Bohrprozesse. Insbesondere der automatisierte Gestängewechsel mittels Bohrstangenmagazin ermöglicht die Reduzierung von Zykluszeiten, erhöht die Arbeitssicherheit und verringert gleichzeitig die körperliche Belastung des Bedienpersonals.

Für die wirtschaftliche Durchführung umfangreicher Bohrkampagnen ist zudem der parallele Einsatz mehrerer Bohrgeräte von Bedeutung. Moderne Tunnelbohrwagen verfügen typischerweise über zwei bis drei Bohrlafetten. Um vergleichbare Bohrleistungen im maschinellen Tunnelvortrieb zu erreichen, sind auf Tunnelbohrmaschinen entsprechende Bohrkapazitäten vorzusehen.

Die Injektionsanlage umfasst die, zur Herstellung, Aufbereitung und Verpressung der verschiedenen Injektionsmischungen, benötigten Komponenten. Bei konventionellen Tunnelbaugeräten werden diese Systeme häufig in separaten Containereinheiten installiert. Typischerweise bestehen sie aus mehreren Mischern und Rührwerken zur parallelen Herstellung unterschiedlicher Mischrezepturen sowie aus mehreren Hochdruckpumpen, um verschiedene Bohrungen gleichzeitig verpressen zu können.

3 Referenzprojekt Oslo Water

3.1 Projektüberblick

Für das Projekt Oslo Water wurde die Herrenknecht AG von Skanska Norge mit der Entwicklung und Fertigung von zwei Tunnelbohrmaschinen für den Bau einer Wasserstollenanlage mit 9 und 10 km langen Tunnelröhren beauftragt. Die projektspezifischen Anforderungen an die Durchführung von PEG-Maßnahmen machten dabei eine grundlegende Anpassung des konventionellen Hardrock-TBM-Konzepts erforderlich.

Im Fokus stand die Integration von zwei leistungsfähigen Vorausbohrgeräten mit automatischem Gestängemagazin zur Durchführung von Erkundungs-, Kontroll- und Injektionsbohrungen. Um die Effizienz der Bohrkampagnen zu maximieren und die zusätzlich erforderlichen Bohrlängen zu minimieren, sollten die Bohrgeräte in unmittelbarer Nähe zur Ortsbrust angeordnet werden. Gleichzeitig waren eine gute Zugänglichkeit für Bedien-, Wartungs- und Injektionsarbeiten sowie eine hohe Verfügbarkeit der Systeme sicherzustellen.

Eine weitere Herausforderung ergab sich aus den Anforderungen an das Bohrlayout. Die geplanten PEG-Maßnahmen erforderten die Ausführung eines komplexen Bohrmusters mit unterschiedlichen Bohrwinkeln, die über den gesamten Tunnelumfang verteilt angeordnet werden mussten. Daraus resultierten hohe Anforderungen an die Positionierung der Bohrgeräte, die Anordnung der Bohrgassen sowie die konstruktive Gestaltung der Schildstruktur.

Darüber hinaus war die Integration einer leistungsfähigen Injektionsanlage erforderlich, die kontinuierliche Injektionsprozesse während der Vortriebsarbeiten gewährleisten sollte. Hierfür musste ein Versorgungskonzept entwickelt werden, das den Einsatz austauschbarer Zementsilos ermöglicht und gleichzeitig eine unterbrechungsfreie Bereitstellung der Injektionsmedien sicherstellt.

Besondere Randbedingungen ergaben sich zudem aus dem begrenzten Bauraum der Maschine. Trotz eines Außendurchmessers von nur etwas mehr als 5 m mussten sämtliche Komponenten für Vortrieb, Bohrtechnik, Injektionstechnik, Materiallogistik und Wartungszugänglichkeit in das Maschinenkonzept integriert werden. Die erfolgreiche Umsetzung dieser Anforderungen erforderte eine hochintegrierte Maschinenlösung, bei der die Belange des Tunnelvortriebs und der PEG-Maßnahmen bereits in der Entwurfsphase gemeinsam betrachtet wurden.

3.2 Integration der Bohrausrüstung

Vorauserkundungs- und Injektionsbohrgeräte werden üblicherweise im hinteren Maschinenbereich vor dem Nachläufersystem installiert. Für das Projekt Oslo Water wurde hingegen die Schildkonstruktion verlängert und mit einem sogenannten Bohrschild ausgestattet. Darin wurden zwei Hochleistungsbohrgeräte des norwegischen Herstellers AMV auf einer speziell entwickelten Ringträgerkonstruktion integriert (**Bild 3**).

Durch die Positionierung der Bohrgeräte nahe der Ortsbrust konnte der Abstand zur Tunnelfront auf etwa 5 m reduziert werden. Dies verkürzte die erforderlichen Bohrlängen und erhöhte die Effizienz der Bohrkampagnen. Gleichzeitig stand im Bohrschild deutlich mehr Bauraum für die Bohrausrüstung zur Verfügung: Im hinteren Bereich der Schildmaschine werden Tunnelsegmente (Tübbinge) aufgebaut. Dadurch verrin-

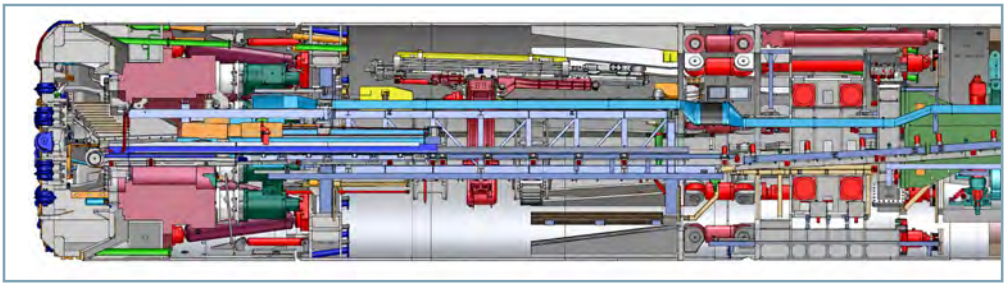


Bild 3 *Längsschnitt der Schildmaschine S-1320 mit Ringträgerkonstruktion für die Bohrausrüstung*

gert sich der verfügbare Bauraum für die Bohrausrüstung. Im Schildbereich befand sich lediglich eine zentrale Struktur für Förderband, Bewetterung und Versorgungsleitungen. Der übrige Raum war für die Bohrgeräte reserviert. Eine modulare Podeststruktur gewährleistete zudem eine gute Zugänglichkeit für Bedienung, Wartung und Injektionsarbeiten.

Zur Umsetzung des projektspezifischen Bohrkonzepts wurde die Schildkonstruktion im Bereich der Bohrgassen angepasst. Anzahl und Anordnung der Bohrkanäle ermöglichten die Durchführung sämtlicher Erkundungs-, Kontroll- und Injektionsbohrungen unter den zu erwartenden geologischen Bedingungen (**Bild 4**). Eine besondere Herausforderung stellte der Anbohrprozess dar. Hierbei musste der Bohrstrang mit einem Bohrwinkel von etwa 8° durch den Ringspalt der Schildkonstruktion präzise in das Gebirge geführt werden. Diese Anforderung wurde durch eine speziell entwickelte Manschettenkonstruktion erfolgreich umgesetzt (**Bild 5**).

3.3 Injektionsanlage im Nachläuferbereich

Injektionsanlagen im maschinellen Tunnelbau werden häufig als mobile Einheiten ausgeführt, um in Havariefällen zu handeln. Im Projekt Oslo Water wurde die Injektionstechnik als integraler Bestandteil des Vortriebsprozesses betrachtet und dauerhaft in das Nachläufersystem der TBM integriert. Dadurch konnte die Tunnellogistik vereinfacht und die durch Transportabmessungen bedingten Einschränkungen konventioneller Anlagen vermieden werden.

Die Injektionsanlage wurde auf einem Nachläufer installiert und umfasste zwei Mischer, zwei Rührwerke, vier Injektionspumpen, ein Hydraulikaggregat sowie eine zentrale Steuerungs- und Überwachungseinheit. Die Materialversorgung erfolgte auf einem weiteren Nachläufer über austauschbare 6-t-Zementsilos, die mithilfe einer Krananlage beschickt wurden. Ein Zwischenbehälter ermöglichte den Silowechsel ohne Unterbrechung des Misch- und Injektionsprozesses. Die Dosierung der Zusatzmittel erfolgte aus IBC-Behältern über ein automatisiertes Fördersystem. Dadurch stand eine leistungsfähige und weitgehend autonome Prozesskette für die Durchführung der PEG-Maßnahmen zur Verfügung.

4 Erfahrungen und Ausblick

Die Projekterfahrungen zeigen, dass die Integration von PEG in eine Tunnelbohrmaschine technisch und wirtschaftlich realisierbar ist, sofern die Anforderungen bereits in einer frühen Projektphase berücksichtigt werden. Wesentliche Erfolgsfaktoren waren:

- Die Entwicklung einer modularen Maschinenkonfiguration. Dadurch entstand ein hybrides Maschinendesign, das optimal auf die außergewöhnlichen baulichen Herausforderungen des Projekts zugeschnitten war.
- Der Einsatz bewährter Bohr- und Injektionssysteme aus dem lokalen Markt. Dies erleichterte die Akzeptanz bei den Bauarbeitern und ermöglichte von Beginn an eine hohe Leistungs- und Prozesseffizienz.
- Die detaillierte Abstimmung und Planung der Vortriebs-, Bohr- und Injektionszyklen, wodurch ein reibungsloser und effizienter Bauablauf sichergestellt werden konnte.

Die erzielten Ergebnisse zeigen, dass Vortriebs- und Bohrleistungen auf Grundlage geologischer Daten und bekannter Maschinenparameter zuverlässig prognostiziert werden können. Auf der Maschine S-1320 wurden beispielsweise 114.247 m Bohrungen auf einer Tunnelstrecke von 8.555 m hocheffizient

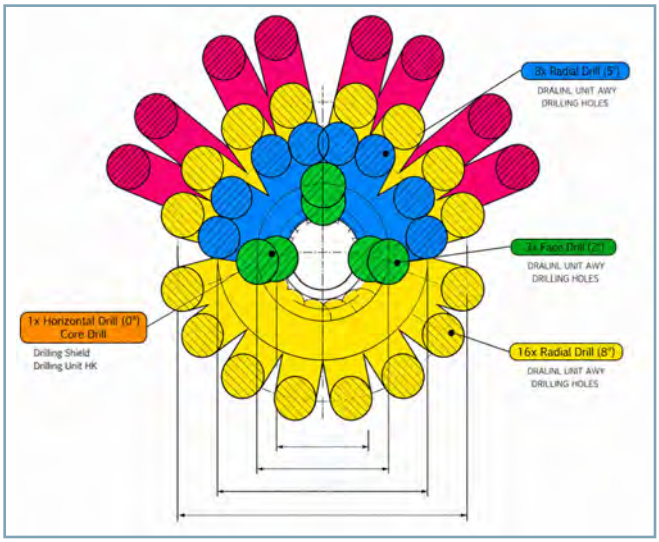


Bild 4 *Bohrmuster für die S-1320*

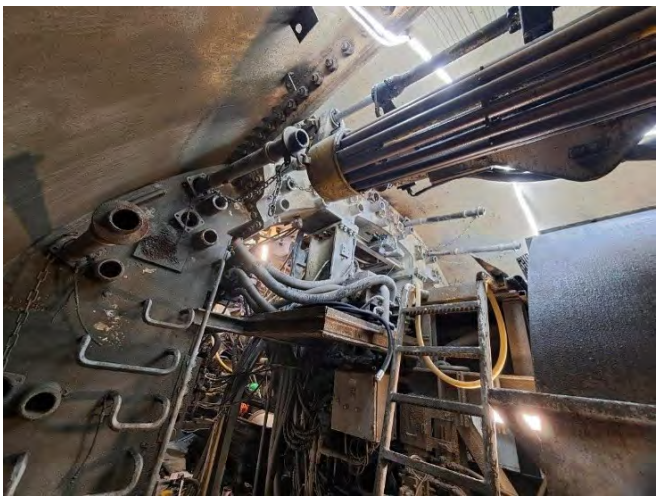


Bild 5 *Führungsmanschetten im Schild der S-1320*

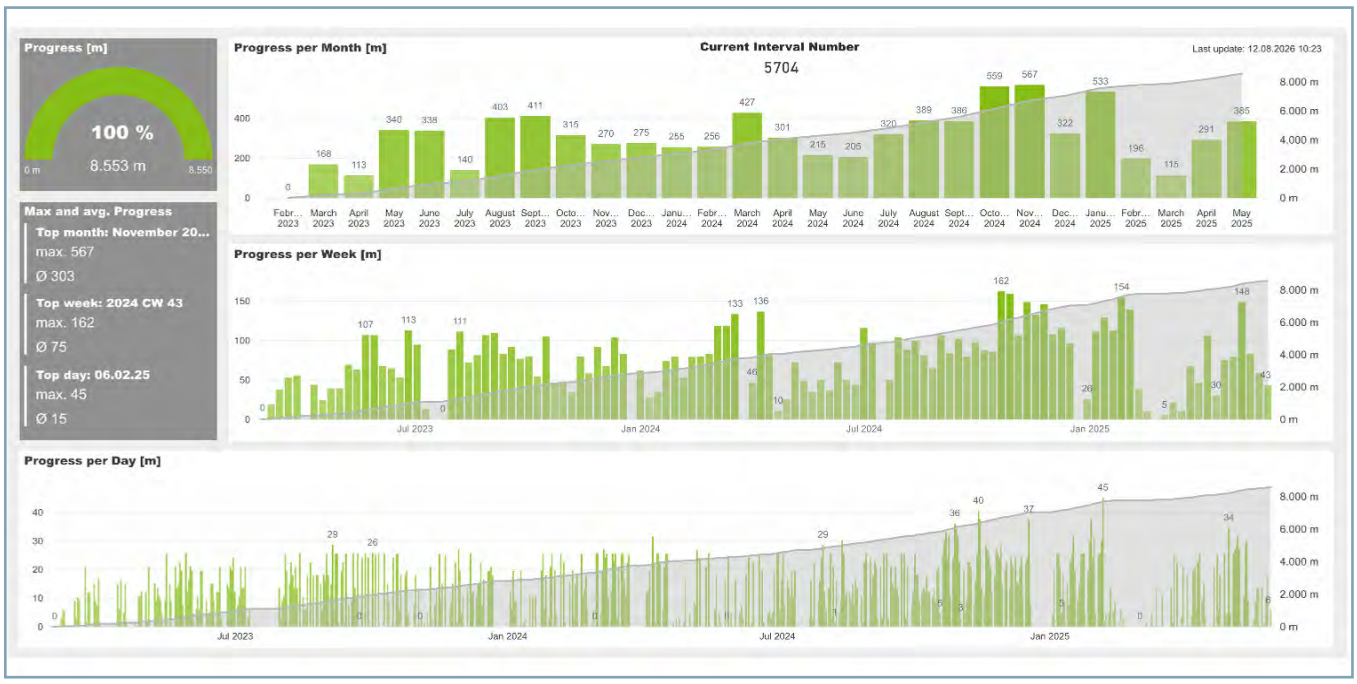


Bild 6 Vortriebsleistungen der S-1320 im Projektverlauf

durchgeführt (**Bild 6**). Demgegenüber stellen die Injektionsprozesse weiterhin die größte Unsicherheit bei der Terminplanung dar. Trotz vergleichbarer geologischer Randbedingungen können die erforderlichen Injektionsmengen um den Faktor 10 variieren, da lokale Klüfte, Störungszonen und Hohlräume große Mengen an Injektionsmaterial aufnehmen können, ohne dass diese Mengen noch zur Abdichtung des Bauwerks beitragen.

Zur weiteren Optimierung erscheinen insbesondere Hybridmörtelsysteme vielversprechend. Durch die Zugabe von Polyurethanschaum zum Mikrozement lassen sich Reaktionszeiten gezielt steuern, der Materialverbrauch reduzieren und gleichzeitig die Wirksamkeit der Injektionen verbessern. Dies bietet sowohl wirtschaftliche als auch ökologische Vorteile.

Die Betriebserfahrungen aus dem Projekt Oslo Water zeigen, dass durch die konsequente Integration von Erkundungs-, Bohr- und Injektionssystemen Vortriebsleistungen erzielt werden können, die trotz zusätzlicher PEG-Aktivitäten über denen konventioneller Tunnelbaumethoden liegen. Gleichzeitig konnten Arbeitssicherheit und Ergonomie verbessert werden. Zukünftige Optimierungen werden insbesondere bei Injektionsmaterialien und Injektionsstrategien erwartet, wodurch sich weitere Potenziale zur Reduzierung von Bauzeiten, Kosten und CO_2-Emissionen erschließen lassen.

Literatur

[1] Garshol, K. F. (2011): Pre-Excavation Grouting in Rock Tunneling, BASF Europe Publications.

[2] Holter, K. G. (2025): Dual stage pre-excavation grouting methodology with a completely dry tunnel as target, Tunnelling into a Sustainable Future – Methods and Technologies. Editors: Johansson et al.

[3] Bäppler, K.; Jehle, C. (2024): Requirements and Options for hard rock TBM drill rigs, Tunneling Journal 27.

[4] Feiersinger, A.; Ferrero A.; Liebetrau N.; Chittenden N. (2024): Advances in Grouting, Tunneling Journal 27.

Bernd Aberle, Dipl.-Ing., Geotechnik Aberle, Kelbra (DE)
Maik Leipersberger, M. Eng., Comdrill Bohrausrüstungen GmbH, Heilbronn (DE)

Beurteilung des Injektionserfolgs – Einflussgrößen und praxisnahe Bewertungsmethoden

Injektionen im Baugrund und in Bauwerken stellen etablierte Verfahren der Bautechnik dar. Während hydraulische Bindemittel seit über einem Jahrhundert die Grundlage bilden, erweitern Kunstharze das Anwendungsspektrum erheblich. Für das Verhalten einer Injektion im Baugrund oder in einem Bauwerk wurden zahlreiche Modelle entwickelt und verfeinert. Dennoch bleibt der tatsächliche Erfolg einer Injektionsmaßnahme – ob Verfestigung, Stabilisierung oder Permeabilitätsreduzierung – oft verborgen. Der vorliegende Beitrag beleuchtet diese Problematik aus theoretischer sowie praktischer Sicht. Es werden praxistaugliche, beobachtungsbasierte, messtechnische und dokumentarische Methoden vorgestellt, die einen belastbaren und nachvollziehbaren Erfolgsnachweis im Sinne einer transparenten Qualitätssicherung ermöglichen.

1 Einleitung

Die Injektionstechnik stellt ein zentrales Verfahren der Geotechnik und des Bauwesens dar. Dabei werden flüssige Injektionsstoffe, beispielsweise Zementsuspensionen, Polyurethane (PUR), Silikatgele oder Epoxidharze, gezielt in Bauwerke, den Baugrund oder deren Kontaktzone eingebracht, um Abdichtungs-, Verfestigungs- oder Stabilisierungswirkungen zu erzielen.

Eine wesentliche Besonderheit von Injektionsmaßnahmen besteht darin, dass ihr Erfolg häufig nicht unmittelbar überprüft werden kann. Unabhängig vom behandelten Medium – Fels, Boden oder Bauwerk – und der Zielsetzung bleibt die tatsächliche Verteilung und Wirksamkeit des Injektionsstoffes im Untergrund weitgehend verborgen – treffend beschrieben durch den abgewandelten Bergmannsspruch „Vor dem Packer ist es dunkel".

Die Möglichkeiten des Erfolgsnachweises unterscheiden sich je nach Anwendungsfall erheblich. Während ein Wasserstopp in einer Baugrube mittels schnell reagierendem PUR-Harz unmittelbar anhand des ausbleibenden Wassereintritts bewertet werden kann, zeigt sich der Erfolg oder Misserfolg einer Abdichtungsmaßnahme im Hochwasserschutz unter Umständen erst Jahre später beim Einstau – mit entsprechend gravierenden Folgen.

Vor diesem Hintergrund ist die Qualitätssicherung während der Ausführung von besonderer Bedeutung. Die Überwachung der Mischungsverhältnisse und Verarbeitungsparameter während der Ausführung [1] stellt lediglich eine Kontrolle der Planungs- und Ausführungsqualität dar, garantiert jedoch nicht den angestrebten Gesamterfolg des Systems.

2 Bedeutung von Injektionszielen

Die Definition eines klaren Ziels vor Beginn einer Injektionsmaßnahme ist die unabdingbare Grundvoraussetzung für den technischen und wirtschaftlichen Erfolg. Ohne präzise Zielvorgabe ist das Risiko hoch, dass die Maßnahme technisch fehlschlägt, erhebliche Mehrkosten verursacht oder im schlimmsten Fall die Bausubstanz schädigt.

- **Das Ziel bestimmt das Injektionsgut**
  Es gibt kein „Allheilmittel" unter den Injektionsstoffen. Die Wahl des Baustoffs hängt direkt von der Aufgabenstellung und den Umgebungsparametern ab.
- **Das Ziel definiert das Abbruchkriterium**
  Das Injektionsende wird durch vordefinierte Kriterien bestimmt (z. B. Erreichen eines Solldrucks, Erreichen einer Höchstmenge, Nachweis der Volumenstromreduzierung oder Hebung eines Bauteils). Fehlen diese Kriterien, droht entweder eine unvollständige Durchdringung oder eine Verschwendung von Material und Zeit.
- **Das Ziel steuert die Injektionsparameter**
  Injektionsdruck, Volumenstrom und Packertypen müssen an die Aufgabenstellung angepasst werden. Dies umfasst auch Parameter wie Viskosität, Verarbeitungszeit und Verpressreihenfolge im Rahmen des festgelegten Verpressregimes.
- **Das Ziel bestimmt die Wirtschaftlichkeit/den Aufwand**
  Der finanzielle und technische Aufwand der Verpressmaßnahme sollte in einem angemessenen Verhältnis zum angestrebten Nutzen stehen.
- **Das Ziel bestimmt das Prüfverfahren**
  Nur bei klar definiertem Ziel lässt sich eine adäquate Prüfmethode zur Erfolgsbewertung festlegen.

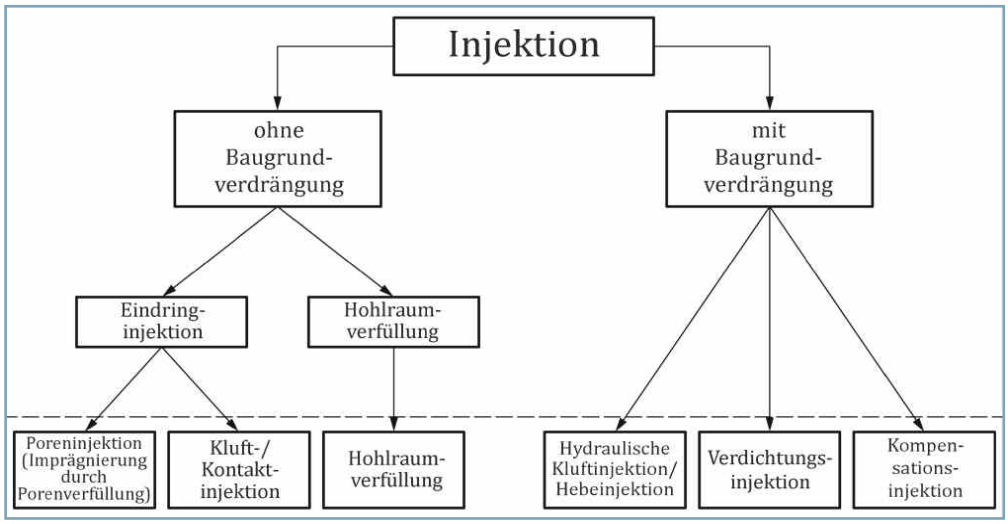


Bild 1 *Injektionsziele gemäß DIN EN 12715*

3 Injektionsziele

Nach DIN EN 12715 [2] werden geotechnische Injektionen anhand ihrer primären Zielsetzung klassifiziert (Bild 1).

3.1 Änderung der hydraulischen Eigenschaften

Das Hauptziel besteht in der Reduzierung der Durchlässigkeit (Permeabilität), um Wasserzutritte zu stoppen oder gezielt umzuleiten. In Spezialfällen (z. B. Deponiebau, Endlagerung) wird zudem eine Gasdichtigkeit gefordert. Typische Anwendungsbereiche sind:

- **Wasserbau**
  Dichtungsschleier unter Talsperren/Absperrbauwerken verhindern eine Unterströmung, reduzieren den Sickerwasserstrom und beugen Suffusionsprozessen vor.
- **Tunnelbau**
  Vorauseilende Injektionen verhindern das Eindringen von Grundwasser in die Ortsbrust und gewährleisten einen trockenen Vortrieb.
- **Bauwerksabdichtung**
  Durch das Verpressen von Rissen, Fugen oder Kiesnestern im Beton werden Wasserzutritte unterbunden und die Dichtheit des Bauwerks (wieder)hergestellt.
- **Dichtinjektionen im Baugrund**
  Herstellung horizontaler Dichtsohlen oder vertikaler Dichtwände im Spezialtiefbau, wenn eine offene Wasserhaltung unzulässig oder unwirtschaftlich ist sowie bei Bauwerken, um das Eindringen von Wasser zu verhindern.

3.2 Änderung der mechanischen Eigenschaften

Zur Verformungsminderung und Stabilisierung von Baugrund und Bauwerksteilen steht die Verbesserung der mechanischen Festigkeitseigenschaften des Baugrunds oder des Bauwerks im Vordergrund.

- **Erhöhung der Scherfestigkeit und Druckfestigkeit**
  Durch das Ausfüllen von Porenräumen in Böden oder von Trennflächen im Fels entsteht ein tragfähiger Verbundkörper.
- **Baugrundverbesserung und Unterfangungen**
  Diese Maßnahmen dienen zur Sanierung von Setzungsschäden oder werden vorbeugend eingesetzt, um die Tragfähigkeit des Bodens direkt unter den Fundamenten zu erhöhen, insbesondere bei Baugruben unmittelbar neben Bestandsgebäuden.
- **Voraussicherung im Tunnelbau**
  Diese Stabilisierung des Firstbereichs (z. B. mittels Injektionsschirmen) beim Vortrieb dient dazu, Setzungen an der Oberfläche zu reduzieren und Verbruchrisiken zu vermeiden.
- **Kraftschlüssiges Verbinden**
  Das Injizieren von Rissen in Betonbauteilen (meist mit Epoxidharzen) stellt den ursprünglichen monolithischen Zustand und die statische Belastbarkeit des Bauteils wieder her oder schützt die Bewehrung vor Wasserzutritten.

3.3 Hohlraumverfüllung und Kontaktinjektion

Dieses Ziel sichert den Formschluss und Kraftschluss zwischen unterschiedlichen Bauteilen oder zum anstehenden Baugrund.

- **Kontaktinjektion**
  Das Verpressen des Ringspalts zwischen Tunnelinnenscha-

Tabelle 1 *Anwendungsbereiche und Ziele*

Anwendungsbereich	Hauptziel	Typische Injektionsgüter
Talsperrenbau	Unterströmung verhindern, Kluftwasserwege schließen	Feinstzement, Zementsuspensionen
Tunnelbau, Bergbau	Ortsbruststabilität, Wasserhaltung, Ringspaltverfüllung	Polyurethane, Silikatgele, Mörtel
Spezialtiefbau	Dichtsohlen, Unterfangung	Zementsuspensionen, Weichgele
Betonsanierung	Rissabdichtung, Tragkraftwiederherstellung	Epoxidharze (EP), Polyurethane (PUR)

le/Tübbing und Gebirge ermöglicht eine gleichmäßige Lasteinleitung.

- **Verfüllung anthropogener und natürlicher Hohlräume**
  Die Verfüllung von Altbergbaustollen, Karsthöhlen, Auskolkungen sowie anderen unterirdischen Hohlräumen dient der Stabilisierung des Untergrunds und verhindert unkontrollierte Setzungen oder Tagesbrüche an der Geländeoberfläche.

3.4 Injektionsziele nach Anwendungsbereichen

In Tabelle 1 sind die Anwendungsbereiche einer Injektion den Hauptzielen sowie den typischen Injektionsgütern gegenübergestellt.

4 Methoden der Erfolgskontrolle

Die lückenlose Dokumentation der Baustoffe und Verpressparameter reicht für einen qualifizierten Erfolgsnachweis nicht aus. Ein hochwertiges Harz garantiert keinen Erfolg, wenn das falsche Material gewählt oder der Baugrund falsch bewertet wurde.

Zudem spiegeln Laborprüfungen (oft bei standardisierten 20 °C) nicht zwingend die realen Bedingungen auf der Baustelle im Winter oder bei niedrigen Temperaturen im Grundwasser wider. Auch Dosiergenauigkeiten und Verweildauer im Vorratsbehälter entsprechen in der Praxis nicht immer den Laborbedingungen.

Die im Folgenden dargestellten Prüfverfahren stellen zwar häufig Punktprüfungen („Nadelstiche“) dar, liefern jedoch in Kombination ein belastbares Gesamtbild.

4.1 Visuelle Prüfung in Bohrungen

Visuelle Prüfungen in Bohrungen ermöglichen eine direkte Beurteilung des Verfüllgrads und der Reichweite des Injektionsguts.

- **Kerne aus einer Bohrung**
  Nach dem Abbinden/Aushärten des Injektionsguts werden Aufschlussbohrungen niedergebracht und Bohrkerne entnommen. Diese zeigen direkt den Verfüllgrad von Rissen, Poren und Trennflächen. Bei grauen Injektionsgütern in grauem Gestein oder Beton ist eine visuelle Abgrenzung häufig erschwert. Ein Tipp aus der Praxis ist das Einfärben des Injektionsstoffs mit geeigneten Pigmenten. Es erleichtert den Verfüllnachweis erheblich (Bild 2). Eine weitere Möglichkeit ist das Ansprühen der Bohrkerne mit auf den pH-Wert reagierenden Lösungen (z. B. Phenolphthalein).

Bei Verpressungen mit Zement entsteht bei niedrigen Temperaturen nur wenig Hydratationswärme, wodurch sich der Abbindeprozess stark verzögert. Wird beispielsweise unter Talsperren bei 4–5 °C Grundwassertemperatur zu früh oder mit zu hohem Spülungsdruck gebohrt, kann der frische Zement ausgewaschen werden und dadurch fälschlicherweise einen Misserfolg vortäuschen.

- **Kontroll- und Nachbarbohrungen**
  Während der Injektion dienen offene Nachbarbohrungen als Indikator. Der Austritt von Injektionsgut an diesen Bohrungen (oder an Rissflanken bei Bauwerken) gibt Hinweise auf die Reichweite.



Bild 2 Bohrkern mit eingefärbtem Injektionsgut

- **Bohrlochkamera**
  Spezielle Bohrlochkameras ermöglichen die visuelle Beurteilung der Bohrlochwand sowie vorhandener Hohlräume. Wichtig sind eine hohe Auflösung, Nahaufnahmefähigkeit mit genauer Tiefenangabe sowie Angaben zur Bohrlochtiefe und zur Orientierung des Blickwinkels. Kamerasysteme für die Kanalbefahrung sind nicht immer geeignet.
- **Bohrloch-Endoskopie**
  Analog zur Bohrlochkamera werden kleine Kontrollbohrlöcher (oft nur mit 8–12 mm Durchmesser) gesetzt, um die Verfüllung von inneren Schalen oder Hohlräumen visuell zu prüfen.

4.2 Geomechanische und verformungsbasierte Prüfungen

Bei den folgenden Verfahren ist nicht der Absolutwert ein Hinweis auf einen Injektionserfolg, sondern der Vergleich der Messwerte vor und nach der Injektion.

- **Bohrlochaufweitungsversuche**
  Bohrlochaufweitungsversuche liefern geomechanische Kennwerte des Verformungs- und des E-Moduls zur Beurteilung von Verfestigung und Stabilisierung im Gebirge.
- **Rammsondierungen (DPL/DPM/DPH)**
  Der Vergleich der Schlagzahlen je 10 cm Verdrängung (Vorher-/Nachher-Vergleich) liefert ein quantitatives Maß für die Baugrundverdichtung und/oder die Reichweite des Verpressgutes.
- **Statische und dynamische Lastplattenversuche**
  Statische und dynamische Lastplattenversuche liefern Vergleichswerte der Tragfähigkeit und der Verformung an der Baugrundoberfläche.
- **Präzise Höhenmessungen (Nivellements)**
  Elektronische Schlauchwaagen, Laserscanner und Neigungssensoren überwachen Bauwerksreaktionen (insbe-

sondere bei Hebungsinjektionen). Diese Systeme können oder müssen in manchen Fällen auch injektionsbegleitend eingesetzt werden, um mögliche Schäden an Nachbarbauwerken frühzeitig zu erkennen.

4.3 Physikalische und geophysikalische Prüfungen

Geophysikalische Messverfahren ermöglichen zerstörungsfreie, flächenhafte oder räumliche Beurteilungen.

- **Seismische und akustische Tomographie**
  Beim Crosshole-Verfahren wird die Laufzeit der Schallwellen zwischen Bohrungen gemessen. Aushärtender Zementstein oder Kunstharz leitet Schallwellen besser als luft- oder wassergefüllte Klüfte; ein Anstieg der Wellengeschwindigkeit zeigt den Verfüllungserfolg flächig an.
- **Georadar (GPR) und Ultraschall-Echo**
  Diese zerstörungsfreien Impuls-Echo-Verfahren nutzen Impedanzunterschiede an Bauwerksoberflächen. Nach erfolgreicher Injektion wird der Baukörper homogen, das Signal dringt tiefer ein und störende Reflexionen an Fehlstellen entfallen.
- **Thermografie**
  Die Erfassung der Hydratationswärme mittels Thermokameras oder Faseroptik ermöglicht die Verfolgung der räumlichen Ausbreitung von Zementsuspensionen. Damit lassen sich Veränderungen im Untergrund sichtbar machen und Bereiche identifizieren, die durch die Injektion erreicht wurden.

4.4 Wasserdruckversuche

Der Wasserdruckversuch (WD-Test), auch als Wasserabpress- oder Lugeon-Versuch bezeichnet, dient der Beurteilung der hydraulischen Durchlässigkeit und Dichtigkeit des Untergrunds.

Der Versuch wird in unverrohrten Kontrollbohrungen oder Injektionsrohren durchgeführt. Hierzu wird ein definierter Bohrlochabschnitt mittels Einfach- oder Doppelpacker abgedichtet und über eine geeignete Pumpanlage mit Wasser unter definiertem Druck beaufschlagt. Wasserdruck und Wasseraufnahme bzw. Volumenstrom werden kontinuierlich erfasst und digital dokumentiert (Bild 3).

Nach dem Auffüllen des Prüfabschnitts beginnt die eigentliche Messung. Erfasst werden der Durchfluss bzw. die Wasseraufnahme q in l/min (siehe untenstehende Formel). Bei Injektionsmaßnahmen wird vorrangig das eingebrachte Verpressvolumen dokumentiert. Ein WD-Versuch erlaubt jedoch

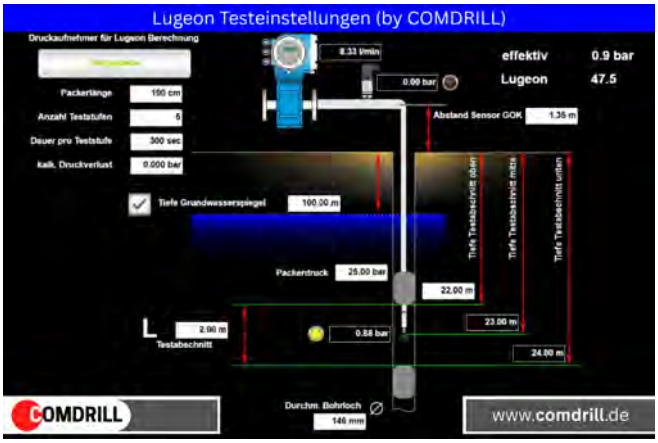


Bild 3 Geräteansicht eines WD-Tests

in der Regel keine belastbare Aussage über die spätere Verpressgutaufnahme. Er liefert lediglich Informationen über die potenzielle Injizierbarkeit des Gebirges an der beprobten Stelle, nicht jedoch über das tatsächlich erforderliche Füllvolumen.

$$Lu = \frac{q}{L \cdot p}$$

mit: Lu = Lugeon-Wert
q = Wasseraufnahme in l/min
L = Länge des Prüfabschnitts in m
p = Prüfdruck in MPa

Der Durchlässigkeitsbeiwert k_f wird nicht direkt bestimmt. Die DIN EN ISO 22282-3 empfiehlt zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit transiente, d. h. instationäre Verfahren [3] [4].

Die Auswertung der Beziehung zwischen Prüfdruck und Wasseraufnahme bei Mehrstufenversuchen ermöglicht eine hydraulische Charakterisierung des untersuchten Bohrlochabschnitts und bildet die Grundlage für die Planung und Bemessung von Abdichtungs- und Injektionsmaßnahmen.

Zur Interpretation werden Prüfdruck und Wasseraufnahme als Druck-Mengen-Diagramm dargestellt und mit typischen Kurvenverläufen verglichen. Ein charakteristisches „Aufreißen" der Kurve (Bild 4) weist beispielsweise auf eine plötzliche Änderung der hydraulischen Verhältnisse, etwa durch das Öffnen vorhandener Klüfte, hin.

Zur Kontrolle des Abdichtungserfolgs werden WD-Versuche in Kontrollbohrungen empfohlen. Aufgrund ihres Stichprobencharakters und der begrenzten Repräsentativität für größere Gebirgsvolumina ist ihre Aussagekraft jedoch begrenzt. Zusammen mit den Ausführungsdaten und dem Vergleich verschiedener Abbruchkriterien ermöglichen die Versuchsergebnisse dennoch eine fundierte Bewertung des Injektionserfolgs und erhöhen die Sicherheit bei der Beurteilung der Zielerreichung.

Ergänzend können insbesondere im Bereich von Baugruben Schluckversuche, Abpump- oder Großpumpversuche, Pegelmessungen sowie die Bestimmung von Sickerlinien zur Überprüfung der hydraulischen Wirksamkeit der Abdichtungsmaßnahmen herangezogen werden.

4.5 Prozesstechnische Auswertung

Die kontinuierliche digitale Aufzeichnung von Injektionsdruck, Volumenstrom und Materialmenge liefert wertvolle Echtzeitdaten.

- **Auswertung der Verpressdiagramme**
  Ein rascher Druckanstieg an der Pumpe signalisiert lediglich einen hohen Strömungswiderstand (z. B. durch ein verstopftes Ventil oder Sedimentation im Bohrlochnahbereich), während der dahinterliegende Hohlraum unverfüllt bleibt. Umgekehrt deutet eine hohe Materialaufnahme ohne Druckaufbau auf unkontrolliertes Abfließen hin. Ein Überschreiten des zulässigen Verpressdrucks führt zu einer ungewollten Kluftaufsprengung (engl. „hydraulic fracturing"), Hebung und Schäden an Bauwerken und im Baugrund. Die Interpretation erfordert Erfahrung, um Fehler zu vermeiden.
- **Pilgerschrittverfahren mit Abstandshalbierung**
  Hier wird mit einem groben Raster gestartet. Durch mittiges Einbringen von Zwischenbohrungen wird der Abstand

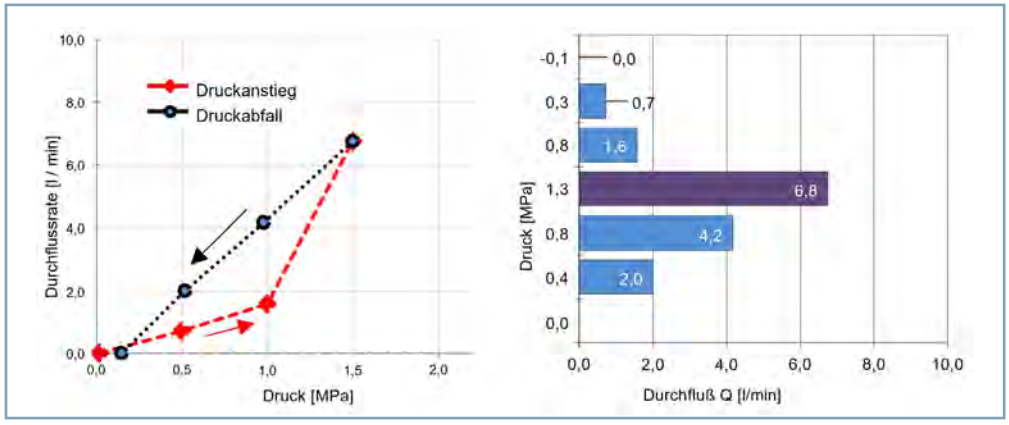


Bild 4 *Typischer Kurvenverlauf bei Änderung der hydraulischen Verhältnisse [3]*

sukzessive halbiert. Bei der schrittweisen Verdichtung des Bohrrasters sollten die Verpressmengen von Serie zu Serie messbar abnehmen. Durch zeitweiliges Aussparen von Abschnitten wird verhindert, dass der Baugrund oder das Bauwerk in einem weiträumig zusammenhängenden Bereich gleichzeitig geschwächt wird. Ein weiterer positiver Effekt ist das Verhindern von Umläufigkeiten: Ein Übertritt von flüssigem Injektionsgut in benachbarte frische Bohrlöcher wird vermieden. Das Verpressmaterial hat Zeit zum Abbinden. Durch die zeitnahe Auswertung kann das Pilgerschrittverfahren angepasst werden. Wenn erkennbar ist, dass in der vorletzten Verpressserie das Ziel erreicht wird, kann unter Umständen auf die letzte Serie verzichtet werden.

4.6 Ergänzende Prüfungen und Eignungsnachweise

Bauvorbereitende Injektionsversuche haben Erkundungscharakter, können das Ausführungsrisiko deutlich reduzieren und sind daher zu empfehlen. Laborversuche müssen die grundsätzliche Eignung des Verpressmaterials bestätigen. Eine kontinuierliche Überprüfung vor Ort durch eine qualifizierte Bauüberwachung bringt jedoch nur dann den gewünschten Nutzen, wenn die Bauüberwachung über die entsprechende fachspezifische Expertise verfügt.

Zur Beurteilung der Dauerhaftigkeit sind Langzeitversuche erforderlich. Hierzu zählt beispielsweise der Pinhole-Test, ein Eluier- und Erosionsversuch, bei dem Wasser unter einem definierten hydraulischen Gradienten über längere Zeit durch

Tabelle 2 *Methoden für eine Erfolgskontrolle*

Verfahren	Bewertungsziel	Kernaussage
Visuelle Prüfungen in Bohrungen ▪ Bohrkerne ▪ Kontroll- und Nachbarbohrungen ▪ Bohrlochkamera ▪ Bohrloch-Endoskopie	Direkter Nachweis des Injektionserfolgs	Verfüllgrad und Reichweite werden unmittelbar beurteilt
Geomechanische und verformungsbasierte Prüfungen ▪ Bohrlochaufweitungsversuche ▪ Rammsondierungen ▪ Lastplattenversuche ▪ Präzisionsnivellement	Verfestigung / Verformung	Vorher-/Nachher-Vergleich der Boden- und Bauwerksreaktion
Physikalische und geophysikalische Prüfungen ▪ Seismik ▪ Georadar ▪ Ultraschall	Zerstörungsfreie Prüfung (ZfP)	Flächenhafte indirekte Kontrolle
Wasserdruckversuche ▪ WD-/Lugeon-Test ▪ Pegelmessungen ▪ Sickerlinien ▪ Schluck-/Abpumpversuche	Hydraulische Dichtwirkung	Dichtwirkung und Durchlässigkeit werden bewertet
Prozesstechnische Auswertung ▪ Prozessdaten ▪ Verpressdiagramme ▪ Pilgerschritt	Prozesskontrolle	Kontinuierliche Optimierung und Plausibilisierung der Modellvorstellungen
Ergänzende Prüfungen und Eignungsnachweise ▪ Injektionsversuche ▪ Labor ▪ Bauüberwachung ▪ Pinhole-Test	Eignung und Dauerhaftigkeit	Bestätigen Materialeignung und Langzeitbeständigkeit

eine kleine Bohrung in einer ausgehärteten Probe des Injektionsgutes strömt. Ursprünglich wurde dieser Test für Dichtwandmischungen entwickelt. Der Materialverlust dient als Maß für die Dauerbeständigkeit des Injektionsgutes. Ergänzend können Einlagerungsversuche an Injektionsmaterialien und/oder Proben aus injizierten Körpern durchgeführt werden, um deren chemische und physikalische Langzeitbeständigkeit, beispielsweise in aggressiven Milieus, zu bewerten.

4.7 Aussagekraft von Abbruchkriterien

Bei Injektionsmaßnahmen zeigt sich die eigentliche Wirkung häufig erst nach mehr als 90 % der Leistungserbringung. Während der Ausführung besteht daher praktisch keine Möglichkeit zur Kontrolle der Gesamtwirkung. Abbruchkriterien können den Injektionsprozess steuern, stellen für sich allein jedoch keinen Nachweis des Injektionserfolgs dar.

In der Fachwelt werden immer wieder neue Verpressmodelle für die Ausbreitung eines Injektionsgutes vorgestellt und bestehende verfeinert. Hierfür werden Abbruchkriterien entwickelt, welche die Verpressung wirtschaftlicher machen sollen. Dazu gehören Verfahren wie Real Time Grouting Control (RTGC), die Apparent-Lugeon-Methode (LUapp), der q/p-Wert, Transient Pressure Analysis (TPA), Grouting Intensity Number (GIN), Aperture Controlled Grouting (ACG) oder Pressure Sensitive Grouting (PSG). Diese Verfahren kommen aus der Theorie und finden in der Praxis selten eine Anwendung. Ergänzend ist zu beachten, dass ein geplanter Abbruch einer Injektion stets im Verhältnis zu den Kosten einer zusätzlichen Bohrung unter Berücksichtigung der Unterschiede zwischen Baugrund und Bauwerk zu bewerten ist.

4.8 Zusammenfassende Übersicht

Die in den vorangegangenen Abschnitten beschriebenen Methoden zur Erfolgskontrolle sind in **Tabelle 2** zusammenfassend gegenübergestellt.

5 Fazit

Injektionsmaßnahmen im Baugrund und in Bauwerken gehören zu den vielseitigsten, gleichzeitig aber auch anspruchsvollsten Verfahren der Geotechnik und der Betonsanierung. Da der eigentliche Verpressvorgang im Verborgenen abläuft, lässt sich der Injektionserfolg nur selten direkt beobachten oder durch eine einzelne Messgröße zweifelsfrei belegen.

Die präzise Festlegung der Injektionsziele (z. B. Permeabilitätsreduzierung, Verfestigung, Hohlraumverfüllung) ist die unverzichtbare Grundlage. Sie steuert die Auswahl des Injektionsguts, die Wahl des Verpressregimes samt Abbruchkriterien und bestimmt das anzuwendende Prüfverfahren.

Die kontinuierliche, digitale Erfassung von Druck, Volumenstrom und Menge in Echtzeit schützt vor Fehlinterpretationen und Folgeschäden. Die Auswertung sollte so zeitnah erfolgen, dass die weiteren Schritte direkt daran ausgerichtet und ohne Verzögerung angepasst werden können. In Kombination mit gestaffelten Ausführungsverfahren wie dem Pilgerschritt verdichtet die Datenauswertung das Bild des Untergrunds und erlaubt eine dynamische Anpassung des Rasters bis hin zur Einsparung ganzer Verpressserien.

Die bloße Überwachung von Herstellparametern und Materialrezepturen reicht für einen gesicherten Nachweis des Injektionserfolgs nicht aus. Erst das Zusammenspiel aus direkten, indirekten und verformungsbasierten Verfahren liefert ein belastbares Gesamtbild. Punktuelle Prüfungen gewinnen insbesondere im Vorher-Nachher-Vergleich an Aussagekraft.

Literatur

[1] Reichl, I.; Stadler, G. (2017): Was treibt das Injektionsgut an – und wohin? Tagungsband 66. Geomechanik Kolloquium, Schubert & Kluckner, Salzburg, Österreich

[2] DIN EN 12715:2021-01 Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Injektionen; DIN-Normenausschuss Bauwesen (NABau)

[3] DIN EN ISO 22282-3:2012-09, Geotechnische Erkundung und Untersuchung - Geohydraulische Versuche - Teil 3: Wasserdruckversuche in Fels

[4] Hekel, U.; Odenwald, B. (2012): Bohrlochversuche zur Bestimmung der Gebirgsdurchlässigkeit von Fels. BAW Mitteilung Nr. 95, Karlsruhe



MINOVA

MINOVA - WE ARE THERE WHEN YOU NEED US. DEDICATED TO SAFETY. DRIVEN BY EXPERTISE.

Wir bei Minova wissen, welch entscheidende Rolle eine robuste, zuverlässige Infrastruktur bei der Gestaltung von Gemeinden und Industrien spielt. Seit über 140 Jahren sind wir Vorreiter bei Innovationen im Bereich der Bodenstützung und liefern Lösungen, bei denen Sicherheit an erster Stelle steht, um Tunnel, Brücken und Großbauprojekte zu sichern.

Die Experten von Minova entwickeln hochwertige, hochmoderne Lösungen, die selbst den härtesten Bedingungen standhalten. Von fortschrittlichen Verankerungssystemen bis hin zu Injektions-chemikalien und Injektionsmörteln - wir entwickeln nicht nur Lösungen, sondern schaffen Vertrauen - mit jedem einzelnen unserer lebensrettenden Produkte.

Minova - Injektionsharze für Ihre Anwendungen:

- > Gas – und Wasserabdichtung
- > Boden – und Gebirgsverfestigung
- > Abdichtung stark strömenden Wassers
- > Hohlraumverfüllung
- > Bauwerkssanierung
- > Baugrubensicherung
- > Riss – und Fugensanierung

www.minovaglobal.com

ALWAYS AHEAD >>>>

Bauwerksinjektionen I

Achim von Consbruch, Dipl.-Kfm., EK Abdichtungstechnik GmbH, Berlin (DE)

Abdichtende Injektionen zur Sanierung des Kellers unter einem denkmalgeschützten Krankenhausgebäude

Der Keller eines denkmalgeschützten Krankenhausgebäudes muss im Zuge der Generalsanierung dauerhaft gegen drückendes Wasser abgedichtet werden. Eine besondere Herausforderung stellen erdverfüllte und nicht zugängliche Kellerräume dar, die eine konventionelle Außenabdichtung ausschließen. Der vorliegende Beitrag beschreibt das Sanierungskonzept, das eine neue Bodenplatte aus wasserundurchlässigem Beton mit weiteren Abdichtungsmaßnahmen kombiniert. Der Anschluss der Bodenplatte an das Bestandsmauerwerk wird durch Konstruktionsinjektionen abgedichtet; an den Wänden zu den erdverfüllten Bereichen wird durch Schleiervergelung ein flächiger Dichtschleier hergestellt. Auf diese Weise entsteht eine durchgängige Wannenabdichtung gegen drückendes Wasser.

1 Ausgangssituation

Das Martin-Gropius-Krankenhaus (MGK) in Eberswalde nördlich von Berlin wurde bis 1865 nach den Plänen des Architekten Martin Gropius errichtet. Ursprünglich als psychiatrische Klinik gegründet, wurde das Krankenhaus im Zweiten Weltkrieg als Wehrmachtslazarett und später als Hospital der Roten Armee genutzt. Die Sanierung der Gesamtanlage in den Jahren 1997 bis 2002 zählte seinerzeit zu den größten Baumaßnahmen im Land Brandenburg.

Auf dem Gelände des Krankenhauses wurde 1929 das Haus 29 als Pflegerinnenwohnheim errichtet. Der Klinkerbau mit seinem markanten runden Treppenturm (**Bild 1**) steht unter Denkmalschutz. Im Zuge der Generalsanierung des Krankenhausensembles wurde das Gebäude zunächst nicht mitsaniert und stand anschließend mehr als 30 Jahre leer. In dieser Zeit war es einem fortschreitenden Verfall ausgesetzt.

2 Schadensbild und Sanierungsaufgabe

Der Keller erstreckt sich über den gesamten Grundriss des Gebäudes. Einige Räume sind jedoch mit Erdreich verfüllt und



Bild 1 Bestandsgebäude in Eberswalde [MOZ.de]

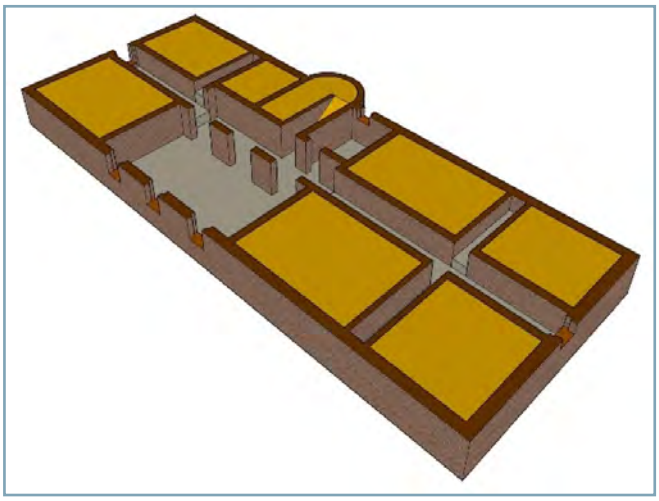


Bild 2 Keller mit erdverfüllten Bereichen

daher nicht zugänglich (**Bild 2**). Die dazwischenliegenden Gänge sind teilweise nur als Kriechschächte für Leitungen nutzbar. Während des langjährigen Leerstands stand zeitweise Wasser im Keller; entsprechend war die Bausubstanz erheblich durchfeuchtet. Für die zukünftige Nutzung werden die Kellerräume für die technische Gebäudeausrüstung und die Gänge für die Durchführung von Rohren, Leitungen und Kabeln benötigt. Voraussetzung für diese technische Nutzung war daher eine dauerhaft wirksame Trockenlegung und Abdichtung des zugänglichen Kellers.

3 Sanierungsansatz

Als wesentliche erste Maßnahme wurde im Keller eine Bodenplatte aus wasserundurchlässigem Beton (WU-Beton) gemäß einschlägigem Regelwerk [1] hergestellt. Dabei mussten die vorhandenen Höhensprünge zwischen den unterschiedlich

genutzten Bauteilbereichen berücksichtigt und konstruktiv übernommen werden. Die Auftriebssicherung der WU-Bodenplatte wurde mittels Ankertaschen realisiert, die in das Bestandsmauerwerk eingestemmt wurden.

Ein Freilegen der Kellerwände und eine nachträgliche Vertikalabdichtung von außen waren aufgrund der zahlreichen erdverfüllten und nicht zugänglichen Bereiche nicht zweckmäßig [2]. Daher mussten die Wände zwischen den genutzten Gängen und den verfüllten Räumen im Keller auf ihrer gesamten Höhe abgedichtet werden.

Die Abdichtung des Übergangs zwischen der WU-Beton-Bodenplatte und dem Kellerwandmauerwerk wurde als Konstruktionsinjektion geplant. An allen Innenwänden, die an verfüllte Kellerräume angrenzen, wurde eine Gelschleierinjektion vorgesehen. Die Planung legte hierfür die Materialien, das Bohrraster, die Art der Bohrlochverschlüsse (Packer) sowie die Injektionsmengen und den Verpressdruck fest [3].

Zum Schutz des Erdgeschosses vor aufsteigender Feuchtigkeit wurde nachträglich eine mechanische Horizontalsperre im Sägeverfahren eingebaut. Anschließend wurden die Gebäudesockel auf der Außenseite und in den erdverfüllten Bereichen zusätzlich auf der Innenseite flächig mit einer flexiblen, polymermodifizierten Dickbeschichtung (FPD) abgedichtet.

Die neue Innen-Bodenplatte im Erdgeschoss wurde mit einer Bitumen-Abdichtung versehen, die an die zuvor abgedichteten Sockel der Wände angedichtet wurde. An den Kellerfenstern wurden moderne Kunststoff-Lichtschächte vorgesehen, die in die Flächenabdichtung angeschlossen werden mussten.

Ziel des Instandsetzungskonzeptes war es, den Keller dauerhaft gegen drückendes Wasser zu schützen und die vorhandene Bausubstanz vor weiterer Durchfeuchtung zu bewahren. Gleichzeitig sollte die Nutzbarkeit der Räume und Gänge wiederhergestellt werden, damit sie langfristig für die technische Gebäudeausrüstung sowie für Strom-, Wasser- und Abwasserleitungen zur Verfügung stehen.

4 Sanierungsmaßnahmen

4.1 Konventionelle Abdichtungsmaßnahmen

Der Einbau der WU-Beton-Bodenplatte erfolgte durch das mit den Rohbauarbeiten am Gebäude beauftragte Unternehmen. Noch vor der Betonage wurde die Lage der Randbewehrung der Platte eingemessen und auf das angrenzende Bestandsmauerwerk übertragen. Dadurch konnte später bei der Herstellung der Bohrungen für die Konstruktionsinjektion die Beschädigung der Randbewehrung minimiert werden. **Bild 3** zeigt die fertige Bewehrung der WU-Beton-Platte in einem der Kriechschächte.

Als nachfolgender Arbeitsschritt wurde die nachträgliche Horizontalsperre [4] hergestellt. In den horizontalen Sägeschnitt durch das Außenmauerwerk wurden Kunststoffplatten eingelegt (**Bild 4**). Die verbleibende Schnitthöhe wurde anschließend mit hochbelastbaren Kunststoffplatten kraftschlüssig ausgekeilt. Nach der beidseitigen mineralischen Verdämmung des Sägeschnitts wurde der verbleibende Hohlraum mit einem schwindfreien Mörtel verfüllt.

Vor dem Einbau der neuen Bodenplatte im Erdgeschoss wurde der Wandsockel auf der Innenseite über die Höhe der neuen Bodenplatte sowie oberhalb der Horizontalsperre mit



Bild 3 Bewehrung der Sohle in einem Kriechschacht

einer flexiblen, rissüberbrückenden Dichtschlämme abgedichtet. Auf der Außenseite wurde die Sockelabdichtung umlaufend am gesamten Gebäude über eine Höhe von etwa 90 cm ausgeführt. Damit wurde ein Bereich von etwa 30 cm unterhalb der Geländeoberkante bis mindestens 50 cm oberhalb der Geländeoberkante und somit über den Spritzwasserbereich hinaus gegen Feuchteeinwirkung geschützt.

Im Bereich der Kellerfenster wurde diese Abdichtung tiefer geführt. Die druckwasserdichten Kunststofflichtschächte wurden auf dem abgedichteten Untergrund montiert. In einem zusätzlichen Arbeitsschritt wurde die Abdichtung an die Lichtschachtkörper angeschlossen.

4.2 Injektionsabdichtung

Für die Injektionsabdichtung am Gebäude wurden insgesamt rund 3.300 Bohrungen und Verpresspunkte mit Injektionsventilen hergestellt und etwa 10.000 Liter Acrylatgel verarbeitet. Alle Injektionen wurden mit 2K-Edelstahlpumpen ausgeführt, die die Injektionsparameter Druck, Volumenstrom und verpresste Materialmenge digital aufzeichnen. In der Steuerung der Injektionspumpen können Abbruchkriterien wie ein Höchstdruck, die Maximalmenge je Injektionspunkt und Ab-



Bild 4 Fahrbare Mauersäge

weichungen im Mischungsverhältnis während der Injektion eingegeben werden. Der Injektionsvorgang wird in Tabellen und Grafiken zum zeitlichen Verlauf der Verpressung dokumentiert.

Die Konstruktionsinjektion dient der Abdichtung zwischen Stahlbeton-Bodenplatte und Kellerwand sowie gleichzeitig der Sperrung im Wandquerschnitt gegen kapillar aufsteigende Feuchte aus den Fundamenten [5]. Die Verpressventile wurden zweireihig angeordnet, wobei die erste Bohrung die Fuge zwischen Stahlbeton-Bodenplatte und der dahinter liegenden Mauerwerkswand kreuzte. Bei der Injektion wird dadurch sowohl diese Fuge als auch das dahinterliegende Mauerwerk abgedichtet. Die darüber liegende Bohrung setzt im Mauerwerk an, wodurch eine horizontale Sperre neben der Bodenplatte ausgebildet wird [6].

Für die Konstruktionsinjektionen wurde ein langsam reagierendes 2K-Acrylatgel ausgewählt und die Reaktionszeit von etwa 8 Minuten über die Dosierung des Startersalzes in der B-Komponente eingestellt. In dieser Zeit breitet sich das Gel unter stetigem Druck im Bauteil in den Fugen, Hohlräumen und Poren aus. Für die Konstruktionsinjektion wurden an diesem Gebäude 2.500 Liter fertig angemischtes Acrylatgel verarbeitet.

Bei der Gelschleierinjektion werden die Wände zu den erdberührten Räumen vollständig durchbohrt. Mit einem schnell reagierenden 2K-Injektionsgel wird der Baugrund hinter der Wand im Rahmen einer Mehrstufeninjektion durchtränkt, sodass sich eine zusammenhängende wasserundurchlässige Abdichtungsmembran ausbildet [7]. **Bild 5** zeigt die Neigung und Längen der Bohrungen für die Injektion.

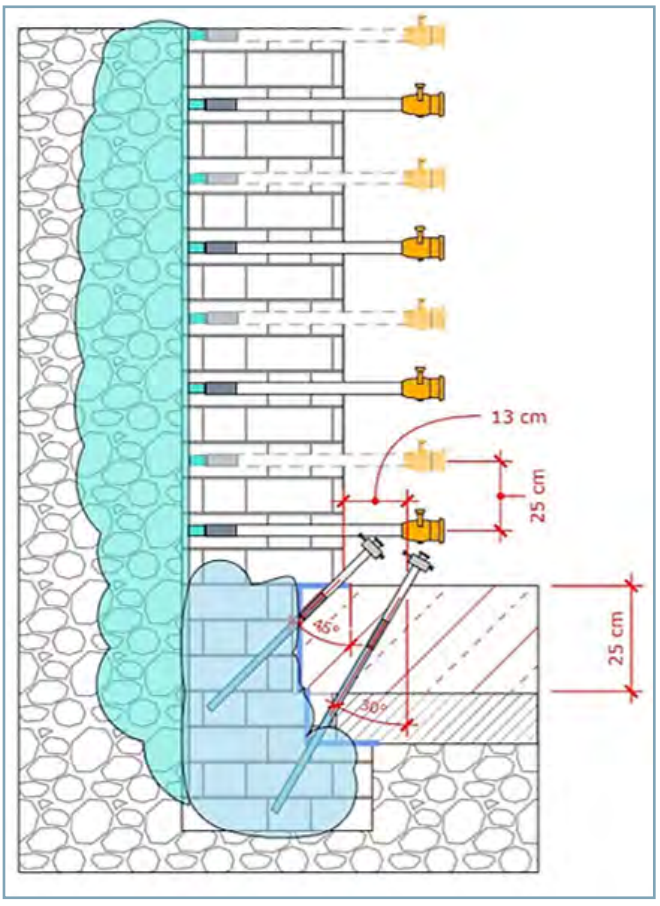


Bild 5 Bohrwinkel und Ansatzpunkte der Injektionspacker

In der Fachplanung wurden die maßgeblichen Parameter der Injektionsabdichtung festgelegt. Dazu gehörten ein enger Packerabstand von 25 cm in versetzten Reihen, drucklos öffnende Packer mit großem Innendurchmesser sowie ein geringer Injektionsdruck von 5 bar. Darüber hinaus wurden die dreistufige Injektion und die Gesamtmenge des Gels je Verpresspunkt vorgegeben. Bei der Probeinjektion im Beisein des Planers wurde die Reaktionszeit des Gels auf 1 Minute 20 Sekunden festgelegt. Die Materialmenge je Packer betrug in der ersten Bohrreihe 2 Liter Gel; ab der zweiten Injektionsreihe stabilisierte sich der Verbrauch auf etwa 1 Liter je Packer und Verpressstufe.

Die Schleiervergelung erfordert ein schnell reagierendes Injektionsharz. Während der kurzen Verarbeitungszeit breitet sich das injizierte Gel um die Bohrung im Baugrund aus und geliert, bevor es unkontrolliert abfließen kann. In der ersten Injektionsstufe bildet sich ein tellerförmiger Gelkörper aus (**Bild 6**), der in der zweiten Stufe hinterpresst wird. Das neu eingebrachte Gel drückt den Gelkörper der ersten Stufe von der Wand ab und verteilt sich dahinter flächig weiter. Dadurch überlappen sich die entstehenden Gelscheiben. In der dritten Stufe wird dieser Vorgang wiederholt, sodass ein zusammenhängender Dichtschleier an der Außenseite der bearbeiteten Wand entsteht.

4.3 Vergleich von Konstruktionsinjektion und Schleiervergelung

Konstruktionsinjektion und Schleiervergelung weisen mehrere Gemeinsamkeiten auf. Beide Verfahren werden mit Acrylatgelen ausgeführt, deren Reaktionszeit einstellbar ist. Bei größeren Maßnahmen hat sich bei beiden Injektionsverfahren die digitale Datenaufzeichnung der Verpressung bewährt. Zu den wesentlichen Erfolgsfaktoren gehören ein enger Packerabstand und die Injektion mit geringem Druck. Hierzu werden Injektionsventile eingesetzt, die manuell verschlossen werden und keinen zusätzlichen Öffnungsdruck benötigen.

Es bestehen jedoch deutliche Unterschiede zwischen Konstruktionsinjektion und Schleiervergelung. Die Verpressung in den Baukörper erfordert tendenziell einen etwas höheren Druck. Die Reaktionszeit des Gels ist bei der Konstruktionsinjektion länger als bei der Schleiervergelung, damit sich das Gel während der Injektion ausreichend im Bauteil ausbreiten kann. Sofern keine größeren Hohlräume vorliegen, wird die Konstruktionsinjektion in der Regel einstufig ausgeführt. Die Schlei-

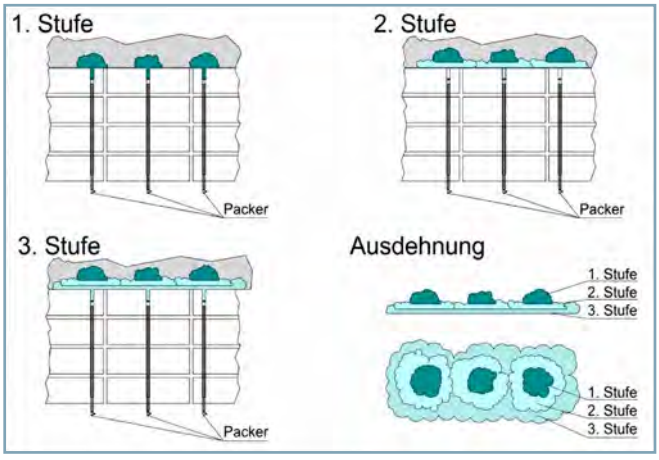


Bild 6 Dreistufige Schleierinjektion [IBE]

ervergelung wird dagegen mit einem noch geringeren Druck ausgeführt, da das Material sonst zu weit in den lockeren Baugrund gedrückt werden könnte und sich keine geschlossene Abdichtungsschicht ausbilden würde. Die Mehrstufen injektion verbessert die Wirksamkeit dieses Verfahrens deutlich. Dafür ist eine sehr kurze Reaktionszeit von wenigen Sekunden bis unter zwei Minuten erforderlich.

5 Fazit

Die besondere Herausforderung bei diesem denkmalgeschützten Gebäude mit erdverfüllten Kellerräumen lag in der Herstellung einer durchgängigen Injektionsabdichtung. Die WU-Beton-Bodenplatte schützt gegen drückendes Wasser von unten, muss jedoch dauerhaft dicht an die Bestandskellerwände angeschlossen werden, um eine geschlossene Wannenabdichtung zu erhalten. Dies wurde auf der beschriebenen Baustelle durch die Konstruktionsinjektion im Übergang zur Wand und die anschließende Schleiervergelung an den erdverfüllten Kellerwänden umgesetzt. Der Aufwand für Qualitätskontrolle und Planungsüberwachung konnte durch den Einsatz digitaler Aufzeichnungsgeräte an den Injektionspumpen gering gehalten werden.

Literatur

[1] DAfStb Wasserundurchlässige Bauwerke (2017): WU-Richtlinie. Beuth-Verlag: Berlin

[2] WTA Wissenschaftlich Technische Arbeitsgemeinschaft zur Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege (2024): Merkblatt 4-6-24/D: „Nachträgliches Abdichten erdberührter Bauteile“.

[3] IBE Ingenieure GmbH & Co. KG: (2025) „Gropius Krankenhaus Sanierung/Umbau Haus 29 Ausführungsplanung LPH5“

[4] WTA Wissenschaftlich Technische Arbeitsgemeinschaft zur Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege (2024). Merkblatt 4-7-24/D: „Nachträgliche mechanische Horizontalsperre“.

[5] ABI-Merkblatt (2022), 4. Auflage: „Abdichten von Bauwerken durch Injektion“ Hrsg.: STUVA e. V.

[6] WTA Wissenschaftlich Technische Arbeitsgemeinschaft zur Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege (2024): Merkblatt 4-10-24/D: „Injektionsverfahren mit zertifizierten Injektionsstoffen gegen kapillaren Feuchtetransport“

[7] WTA Wissenschaftlich Technische Arbeitsgemeinschaft zur Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege (2020): Merkblatt 5-20-09/D: „Gelinjektion“



Björn Neuberger, M. Sc., Ed. Züblin AG, Kreuztal (DE)

Injektionsmaßnahmen zur Wiederherstellung der Tragfähigkeit einer historischen Gewölbebrücke

Die 1886 errichtete, denkmalgeschützte Gewölbebrücke über die Sieg in Windeck wies infolge langjähriger Wasser- und Schadstoffbelastung sowie dynamischer Beanspruchungen erhebliche Schäden an Naturstein-, Ziegel- und Betonbereichen auf. Offene Fugen, Risse, Salz- und Sinterbelastungen, Abplatzungen und geschädigte Pfeilerbereiche machten eine tiefgreifende Instandsetzung erforderlich. Kern der Maßnahme war die Rehomogenisierung des Mauerwerks durch systematische Vernadelung und Niederdruckinjektion, ergänzt durch Steinaustausch, Neuverfugung, Wiederaufbau geschädigter Pfeilervorlagen und die Ertüchtigung der Pfeilersockel. Mit rund 30 km Bohrungen und etwa 200 t Injektionsmittel stellte die Ausführung hohe Anforderungen an Arbeitsvorbereitung, Zugänglichkeit, Logistik und Qualitätssicherung. Der vorliegende Beitrag beschreibt das Vorgehen, die baulichen Besonderheiten und wesentliche Erfahrungen aus der Umsetzung.

1 Bauwerk und Randbedingungen

Die im Jahr 1886 errichtete Eisenbahnüberführung über die Sieg liegt in der Gemeinde Windeck zwischen den Bahnhöfen Au und Geilhausen. Das Bauwerk ist als Mehrfeld-Gewölbebrücke aus Beton und Mauerwerk ausgebildet und prägt mit seiner massiven, langgestreckten Konstruktion das Tal der Sieg (**Bild 1**). Die Brücke ist rund 168 m lang und 4,60 m breit. Sechs Gewölbebögen mit jeweils etwa 21 m lichter Weite gliedern das Bauwerk; die Pfeiler weisen erhebliche Querschnittsabmessungen auf. Aufgrund ihres Alters, ihrer Bauweise und ihres denkmalgeschützten Bestands ist die Brücke nicht mit einem heutigen Neubau vergleichbar. Jede Instandsetzungsmaßnahme musste sich an dem vorhandenen Materialgefüge orientieren und zugleich die Anforderungen des laufenden beziehungsweise wiederaufzunehmenden Eisenbahnbetriebs erfüllen.

Bei historischen Gewölbebrücken wirken Stein, Ziegel, Mörtel und Verfüllungen als Verbund. Werden Fugen ausgewaschen, entstehen Hohlräume oder verlieren Steine ihre Einbindung, verschlechtert sich die Lastweiterleitung. Lokal sichtbare Schäden können deshalb auf wesentlich größere Störungen im Inneren des Querschnitts hinweisen [1].

Für die Sanierung war nicht allein das sichtbare Erscheinungsbild maßgebend. Das Bauwerk war über Jahrzehnte Niederschlag, Flusswasser, Temperaturwechseln, Schadstoffen und dynamischen Einwirkungen des Eisenbahnverkehrs ausgesetzt. Feuchtigkeit transportiert gelöste Stoffe in das Porengefüge, Salze kristallisieren aus und Frost-Tau-Wechsel beanspruchen bereits gelockerte Bereiche zusätzlich. Diese langfristigen Einwirkungen mussten in ein schlüssiges Instandsetzungskonzept übertragen werden.

Das ausführende Los umfasste die Mauerwerkssanierung. Die Arbeiten waren für den Zeitraum von März bis Oktober 2025 vorgesehen. Bereits diese vergleichsweise kompakte Bauzeit machte eine genaue Taktung notwendig. Die Vielzahl verschiedener Pfeiler-, Bogen- und Sockelbereiche erforderte eine abschnittsweise und an die jeweilige Geometrie angepasste Ausführung. Unterschiedliche Höhenlagen, Bereiche unmittelbar am oder im Wasser, schwer erreichbare Gewölbeunterseiten sowie parallel laufende Arbeiten am Überbau stellten zusätzliche Anforderungen an die Organisation.



Bild 1 *Seitenansicht der Siegbrücke*

2 Schadensbild und Instandsetzungsziel

Das angetroffene Schadensbild war vielschichtig. Auf den Mauerwerksoberflächen hatten sich teils millimeterdicke Anlagerungen und Krusten gebildet. Sinter- und Gipskrusten behinderten den Feuchtehaushalt der Oberfläche und gingen örtlich mit einer Zermürbung des Steins einher. Hinzu kamen deutliche Salzausblühungen. Solche Erscheinungen sind nicht nur optische Mängel. Sie zeigen, dass Feuchtigkeit im Bauteil vorhanden ist und gelöste Stoffe transportiert werden. Beim Austrocknen kristallisieren Salze an oder unter der Oberfläche;

die dabei entstehenden Kristallisationsdrücke können das ohnehin geschwächte Material weiter schädigen.

Besonders relevant für die Dauerhaftigkeit und Tragwirkung waren offene und ausgewitterte Fugen, Risse sowie Fehlstellen im Mauerwerksverband. Offene Fugen erleichtern den Eintritt von Wasser und Schadstoffen. Gleichzeitig verlieren die Steine einen Teil ihrer seitlichen Einspannung und ihres Verbunds. An zahlreichen Stellen zeigten sich Oberflächenverluste, Abschuppungen und Abschalungen. Ecken und Kanten waren teilweise massiv abgeplatzt oder abgespalten. Pflanzen- und Wurzelbewuchs verschärfte die Situation lokal, weil Wurzeln in offene Fugen eindringen und vorhandene Trennstellen weiter aufweiten können.

Risse und offene Fugen verstärken den Wasserzutritt. Die Feuchtigkeit begünstigt den Transport von Salzen sowie weitere Schäden durch Frost und Auswaschung. Ein rein kosmetisches Schließen der Oberfläche hätte diesen Kreislauf nicht unterbrochen. Die Instandsetzung musste daher auch das geschädigte Mauerwerksgefüge im Inneren erfassen.

Ziel war die Wiederherstellung eines möglichst geschlossenen, tragfähigen und dauerhaft geschützten Mauerwerksgefüges. Dafür waren zwei Ebenen miteinander zu verbinden. Auf der Oberfläche mussten schadhafte Steine und Fugen instandgesetzt, Verschmutzungen und Bewuchs entfernt und die äußere Kontur wiederhergestellt werden. Im Inneren des Mauerwerks musste gleichzeitig der Verbund verbessert werden. Hohlräume, Risse und gelockerte Zonen sollten so weit technisch möglich mit geeignetem Verpressmörtel gefüllt und durch Vernadelungen mechanisch gekoppelt werden. Die Sanierung zielte damit auf eine Rehomogenisierung des Bestands: Aus vielen lokal geschädigten und teilweise voneinander entkoppelten Bereichen sollte wieder ein möglichst zusammenhängend wirkender Querschnitt entstehen.

Für ein denkmalgeschütztes Bauwerk ist dabei die Balance zwischen Erhalt und Erneuerung entscheidend. Möglichst viel Originalsubstanz sollte erhalten bleiben, gleichzeitig durfte der Bestand nicht aus rein konservatorischen Gründen in einem technisch unzureichenden Zustand belassen werden. Deshalb wurden lose oder verschobene, aber wiederverwendbare Steine ausgebaut, gereinigt und erneut versetzt (**Bild 2**). Nur deutlich geschädigte oder nicht mehr verwendbare Steine wurden ersetzt. Neue Natursteine mussten passend geliefert, bearbeitet und in das vorhandene Verbandbild integriert werden. Die Instandsetzung war damit nicht nur eine Tragfähigkeitsmaßnahme, sondern ebenso eine handwerklich anspruchsvolle Bestandsarbeit [4].

3 Konzept und Ausführung

Am Anfang der eigentlichen Mauerwerksarbeiten stand die Untergrundvorbereitung. Pflanzenbewuchs und Wurzeln wurden entfernt, schadhafte Fugen ausgeräumt und lose Bereiche gesichert. Die Reinigung wurde an die jeweilige Verschmutzung angepasst. Stalaktitische Ablagerungen und Gipskrusten auf regenabgewandten Flächen waren mit geeigneten trockenen oder feuchten Verfahren abzunehmen. Moose wurden behandelt, mechanisch gelöst und anschließend mit Heißdampf, Bürsten und bei Bedarf mit Hochdruck entfernt. Ziel war keine optische „Neuwertigkeit“, sondern eine tragfähige, beurteilbare und für die weiteren Arbeitsschritte geeignete Oberfläche.



Bild 2 Teilausbau des Mauerwerks

Rund 41.000 m Fugen waren auszuräumen, etwa 16.400 m zusätzlich aufzuweiten und rund 40.000 m neu zu verfugen. Da die Fugen im historischen Mauerwerk Teil des Traggefüges und des Feuchtehaushalts sind, musste ausreichend tief und sauber, zugleich aber steinschonend gearbeitet werden.

Parallel wurden lose Steine gesichert. Die Ausschreibung sah hierfür die Verwendung von etwa 1.500 Holzkeilen vor. Dieses zunächst unscheinbar wirkende Detail ist für den Bauablauf wichtig: Bevor Fugen geöffnet, Bohrungen hergestellt oder angrenzende Steine ausgebaut werden, müssen instabile Bereiche gesichert werden. Erst danach können Schadsteine ausgebaut und ersetzt oder vorhandene Steine gereinigt und wieder versetzt werden. Die farbigen Markierungen an den Steinen und Bohrpunkten verdeutlichen die notwendige Einteilung und Dokumentation der einzelnen Arbeitsschritte (**Bild 3**).

Der Kern der statisch wirksamen Sanierung war die Kombination aus Vernadelung und Injektion. In den Natursteinbereichen wurden Bohrungen in einem Raster von ungefähr 60 cm in hoch belasteten Zonen beziehungsweise etwa 80 cm in weniger hoch beanspruchten Bereichen angeordnet. In Bohrungen mit einem Durchmesser von 60 mm kamen Edelstahlanker mit 12 mm Durchmesser zum Einsatz (**Bild 4**). Diese Nadelanker koppeln Mauerwerkszonen mechanisch miteinander. Anschließend wurden die Bohrungen beziehungsweise angrenzende Hohlräume mit Verpressmörtel im Niederdruck-



Bild 3 Farbcodierung der Bearbeitungspunkte



Bild 4 Edelstahlanker für die Vernadelung

verfahren gefüllt. Die Vernadelung übernimmt dabei nicht die Funktion eines neuen, eigenständigen Tragwerks. Sie unterstützt vielmehr den vorhandenen Mauerwerksverbund und trägt dazu bei, dass getrennte oder gelockerte Zonen wieder gemeinsam Lasten übertragen können [3].

Im Ziegelmauerwerk wurde mit einem enger definierten Injektionsraster gearbeitet. Vorgesehen waren Vorbohrungen mit etwa 20 mm Durchmesser in einem Raster von ungefähr 60 cm. Nach dem Bohren wurden die Bohrlöcher gründlich gereinigt. Anschließend wurden Injektionspacker verspannt, über die der Verpressmörtel kontrolliert eingebracht werden konnte. Nach dem Abbinden des Zementleims wurden die Packer entfernt; die sichtbaren Bohrstellen wurden mit Fugenmörtel nachgearbeitet und gereinigt. Der Ablauf zeigt, dass die Injektion keine isolierte Spezialleistung ist, sondern eng mit Bohren, Reinigen, Abdichten, Verpressen, Abbinden und der abschließenden Oberflächenbearbeitung verknüpft ist.

Für die Wirkung der Injektion ist eine gleichmäßige und kontrollierte Ausführung entscheidend. Historisches Mauerwerk enthält keine geometrisch definierten Hohlräume. Im Inneren liegen Fugen, Risse, unregelmäßige Steinkontakte, Verfüllungen und frühere Reparaturzonen. Der Verpressmörtel sucht sich daher die vorhandenen Wegigkeiten. Zu hoher Druck wäre riskant, weil er schwache Bereiche aufsprengen, Fugenmörtel verdrängen oder unkontrolliert an der Oberfläche austreten lassen könnte. Die Niederdruckinjektionen ermöglichen es, vorhandene Hohlräume möglichst schonend zu füllen und gleichzeitig den Verlauf der Injektion über Materialaufnahme und Austrittsstellen zu beobachten [2].

Die Arbeitsfolge musste abschnittsweise und kontrolliert erfolgen. Vor dem Verpressen waren offene Austrittsstellen zu schließen und die Packer dicht zu setzen. Während der Injektion wurde beobachtet, ob Material an benachbarten Bohrungen, Fugen oder Rissen austrat. Solche Austritte geben Hinweise auf Verbindungen im Mauerwerksinneren, verlangen aber zugleich unmittelbares Reagieren, damit der Mörtel im Bauteil verbleibt.

Die Ausführungsplanung mit dicht gesetzten Bohr- und Ankerpunkten macht deutlich, dass die Rehomogenisierung systematisch über große Flächen erfolgte. Im Bereich der Bögen waren Bohrungen und Vernadelungen an die Geometrie des Gewölbes anzupassen. Gerade dort ist die Orientierung der Bohrungen wichtig: Die Maßnahme soll den vorhandenen Verband stabilisieren und darf keine neuen Schwächezonen erzeugen.

Eine besondere Bedeutung hatten die Pfeiler. An den nördlichen Pfeilervorlagen und Pfeilerecken der Pfeiler 5 und 6 waren etwa 0,50 m × 0,50 m große Bereiche abgelöst beziehungsweise abgängig. Diese Zonen wurden innerhalb der Sperrpause vollständig zurückgebaut und über die gesamte Pfeilerhöhe kraftschlüssig neu aufgebaut. Die Anbindung an den Bestand erfolgte durch Verzahnung beziehungsweise Verdübelung. Solche Arbeiten verdeutlichen den Unterschied zwischen einer Oberflächenreparatur und einer konstruktiven Instandsetzung. Wo ein Eck- oder Vorlagebereich seine Verbindung zum Kernmauerwerk verloren hat, reicht das bloße Schließen von Fugen nicht aus; der geschädigte Abschnitt muss so erneuert werden, dass wieder ein kraftschlüssiger Verbund mit dem Bestand hergestellt wird.

Auch die Pfeilersockel erforderten eine differenzierte Lösung. Die im Fluss stehenden Sockel der Pfeiler 2 bis 4 wurden mit einem Systemverbau freigestellt, anschließend kraftschlüssig verpresst und vernadelt [5]. Zum Schutz gegen weitere Ausspülungen erhielten sie eine bewehrte Betonschale. Eine entsprechende Betonschale war auch für Pfeiler 5 vorgesehen. Bei Pfeiler 6 wurde das Mauerwerk des Sockels saniert und ebenfalls durch Verpressung und Vernadelung ertüchtigt. Zusätzlich erhielten die Pfeilersockel einen Aufbeton. Hier zeigt sich das Zusammenspiel der Baustoffe besonders deutlich: Historisches Naturstein- und Ziegelmauerwerk wurde soweit wie möglich erhalten und rehomogenisiert; in besonders exponierten Sockelbereichen kam ergänzend bewehrter Beton als Schutz- und Verstärkungselement hinzu.

Die Betonschalen an den Sockeln dienten nicht als Ersatz der historischen Konstruktion, sondern dem Schutz besonders gefährdeter Bereiche vor fortschreitender Ausspülung. Diese Bereiche sind unmittelbar der hydraulischen Beanspruchung des Flusses ausgesetzt. Ausgewaschene Fugen und Hohlstellen können dort besonders kritisch werden, weil das Wasser nicht nur Feuchtigkeit einträgt, sondern lockeres Material mechanisch aus dem Verband austragen kann. Durch das Verpressen und Vernadeln wurde zunächst das vorhandene Mauerwerk stabilisiert; die bewehrte Vorsatzschale bildet anschließend eine robuste äußere Schutzebene. Für die Spritzbeton-Vorsatzschalen war eine Fläche von rund 600 m² geplant.

4 Qualitätssicherung

Die Größenordnung der Maßnahme wird besonders durch die Bohr- und Injektionsleistungen deutlich. Für Nadelanker mit 12 mm Durchmesser waren insgesamt etwa 10.000 m Bohrlöcher herzustellen. Hinzu kamen rund 20.700 m Bohrungen für die Injektion. Allein diese beiden Positionen summieren sich auf mehr als 30 km Bohrleistung im historischen Bestand. Gemäß Dokumentation wurden darüber hinaus rund 200 t Injektionsmittel verarbeitet. Diese Menge macht deutlich, dass es nicht um punktuelle Rissverpressungen ging, sondern um eine großflächige und tief in den Querschnitt wirkende Rehomogenisierung.

Für die Ausführung ist die Kennzeichnung der Flächen von großer Bedeutung. Bohrpunkte, Schadstellen, auszutauschende Steine und bereits bearbeitete Bereiche müssen eindeutig unterscheidbar bleiben. Die Bilder zeigen farblich markierte

Bohr- und Bearbeitungspunkte auf den Mauerwerksflächen. Diese einfache, aber wirksame Systematik unterstützt die Eigenkontrolle.

Zur Qualitätssicherung gehört außerdem die Beobachtung der Materialaufnahme. Das heterogene Mauerwerk führt zwangsläufig zu unterschiedlichen Verpressmengen je Bohrstelle. Eine geringe Aufnahme kann bedeuten, dass der Bereich dicht ist; sie kann aber auch auf eine blockierte Bohrung oder einen nicht ausreichend geöffneten Hohlraum hinweisen. Eine hohe Aufnahme kann auf größere Hohlräume oder zusammenhängende Wegigkeiten schließen lassen. Solche Beobachtungen müssen mit dem sichtbaren Zustand des Mauerwerks und dem Verhalten benachbarter Packer zusammengeführt werden. Entscheidend ist nicht, an jeder Bohrung dieselbe Menge einzubringen, sondern ein plausibles, kontrolliertes Verpressergebnis zu erreichen.

Auch die Nacharbeit war Teil der Qualitätssicherung. Nach dem Entfernen der Packer mussten die Bohrstellen oberflächengerecht geschlossen und die neu verfugten Flächen gereinigt werden; für die Endreinigung war eine Fläche von rund 3.000 m² vorgesehen. Bei einem denkmalgeschützten Bauwerk ist auch die fertige Oberfläche Teil des technischen Erfolgs, weil sichtbare Injektionsspuren oder unpassende Fugen die historische Erscheinung beeinträchtigen würden.

Erst beim Ausräumen von Fugen, beim Ausbau einzelner Steine und beim Bohren wurde vielfach sichtbar, wie weit eine Schädigung in den Querschnitt reichte. Bestandspläne und Voruntersuchungen blieben die Grundlage, konnten aber nicht jede lokale Besonderheit vorwegnehmen. Deshalb waren handwerkliche Erfahrung, unmittelbare Bewertung neuer Befunde und eine laufende Abstimmung mit Planung und Bauleitung entscheidend.

5 Fazit

Die Sanierung der Siegbrücke in Windeck zeigt exemplarisch, dass die Instandsetzung historischer Mauerwerksbrücken weit über das Erneuern sichtbarer Fugen hinausgeht. Das Schadensbild war Ergebnis einer langfristigen Wechselwirkung aus Feuchte, Schadstoff- und Salzbelastung, Frost, Auswaschung, biologischem Bewuchs und dynamischer Beanspruchung. Entsprechend musste die Sanierungsstrategie mehrere Ebenen verbinden: die Reinigung und Freilegung, die Instandsetzung schadhafter Fugen und Steine, die Sicherung gelockerter Bereiche, die Verbesserung des inneren Mauerwerksverbunds durch Injektion, die mechanische Kopplung geschädigter Zonen durch Vernadelungen sowie die konstruktive Ertüchtigung besonders beanspruchter Pfeiler- und Sockelbereiche. Kennzeichnend war der große Umfang der Einzelschritte. Zehntausende Meter Fugensanierung, mehr als 30 km Bohrungen und rund 200 t Injektionsmittel machten die Maßnahme zu einer außergewöhnlichen Bestandsinstandsetzung. Die Herausforderung lag weniger in einem einzelnen Verfahren als in der sicheren Beherrschung tausender Arbeitsschritte unter wechselnden Randbedingungen.

Die Kombination aus Verpressung und Vernadelung war dabei zentral: Injektionen füllten Hohlräume und unterbrochene Kontaktzonen, während Edelstahlanker getrennte Bereiche mechanisch koppelten. Zusammen mit Steinaustausch, Neuverfugung und Verstärkungen an den Pfeilersockeln wurde der Bestand nicht durch eine neue Konstruktion ersetzt, sondern in seiner vorhandenen Tragwirkung reaktiviert und ergänzt.

Für vergleichbare Projekte lassen sich drei wesentliche Erfahrungen ableiten: Oberflächenschäden müssen als mögliche Hinweise auf Störungen im Inneren verstanden werden. Großflächige Injektionen benötigen ein konsequentes Raster, klare Kennzeichnung und laufende Kontrolle. Und schließlich sind Zugänglichkeit, Logistik, Sperrpausen und Dokumentation keine Nebenleistungen, sondern Voraussetzungen für eine technisch wirksame Umsetzung.

Damit steht die Siegbrücke in Windeck für einen Sanierungsansatz, der Denkmalschutz, Tragfähigkeit und Dauerhaftigkeit miteinander verbindet. Der weitgehende Erhalt des historischen Mauerwerks und die gezielte Rehomogenisierung des Bestands zeigen, wie sich ein fast 140 Jahre altes Ingenieurbauwerk mit handwerklichen und modernen verfahrenstechnischen Mitteln für die weitere Nutzung ertüchtigen lässt. Die außergewöhnlichen Mengen an Bohr- und Injektionsarbeiten verdeutlichen den Aufwand, der erforderlich sein kann, um die Tragreserven eines historischen Mauerwerksbauwerks nicht nur oberflächlich zu reparieren, sondern substanziell wiederherzustellen.

Literatur

[1] Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e. V.: Merkblatt 7-1-18/D – Erhaltung und Instandsetzung von Mauerwerk – Konstruktion und Tragfähigkeit.

[2] Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e. V.: Merkblatt 4-3-98/D – Instandsetzung von Mauerwerk – Standsicherheit und Tragfähigkeit.

[3] Wissenschaftlich-Technische Arbeitsgemeinschaft für Bauwerkserhaltung und Denkmalpflege e. V.: Merkblatt 4-5-99/D – Beurteilung von Mauerwerk – Mauerwerksdiagnostik. WTA.

[4] DIN EN 1996-2:2010-12: Eurocode 6 – Bemessung und Konstruktion von Mauerwerksbauten – Teil 2: Planung, Auswahl der Baustoffe und Ausführung von Mauerwerk. Berlin: DIN.

[5] Bundesanstalt für Straßenwesen / Bundesministerium für Digitales und Verkehr: ZTV-ING / M-BÜ-ING – Regelwerke für den Brücken- und Ingenieurbau; Massivbau, Schutz und Instandsetzung von Betonbauteilen sowie Füllen von Rissen und Hohlräumen.

BEMO

TUNNELBAU · SPEZIALTIEFBAU · BERGBAU
INGENIEURBAU · INDUSTRIE- UND STAHLBAU
BAUWERKSERHALTUNG · MESSTECHNIK
MASCHINENTECHNIK · PLANUNG

Injektionsscanner

Datenerfassungsgeräte zur Dokumentation von Druck und Menge sowie der Injektionszeit bei Injektionen mit unterschiedlichen Fluiden sind seit langer Zeit Stand der Technik. Diese Geräte haben jedoch den Nachteil, dass sie geringe Injektionsmengen sowie Parameter der Fluide wie Dichte, Temperatur und Viskosität nicht erfassen können.

Insbesondere bei organischen Injektionsstoffen sind die Kenntnisse der Temperatur und Viskosität auf der Druckseite in Echtzeit von großer Bedeutung, da an diesen Parametern abgelesen werden kann, ob das Fluid noch injektionsfähig ist oder die Injektion abgebrochen werden muss.

Bei den Injektionen mit anorganischen Fluiden kommt der kontinuierlichen Erfassung und Darstellung der Dichte in Echtzeit eine große Bedeutung zu. Sie stellt sicher, dass in jeder Sekunde der Injektion, in der das Fluid verarbeitet wird, die Wasserfeststoffvorgaben den Vorgaben des Auftraggebers entsprechen. Bei konventionellen Systemen ist nicht ausgeschlossen, dass bei Betriebsstörungen ein Fluid injiziert wird, dass nicht den Vorgaben des Auftraggebers entspricht.

Der innovative Injektionsscanner der BeMo wurde unter anderem seit 2017 bei nachfolgenden Projekten eingesetzt:

- BV Cannstatt im Projekt Stuttgart 21
- BV Fildertunnel im Projekt Stuttgart 21
- TIWAG, Vorspanninjektionen im Projekt Druckstollen Tumpen – Habichen

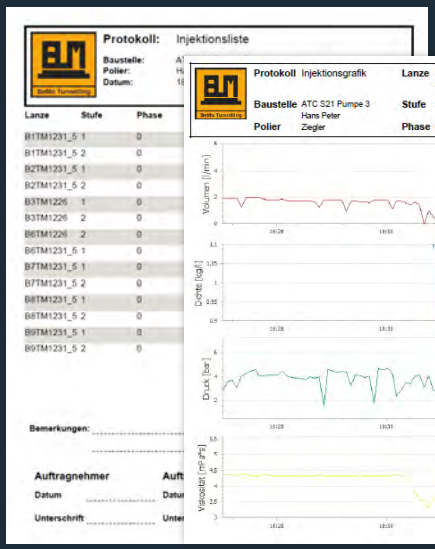
In der 4. Auflage 2022 des STUVA Merkblattes zur Abdichtung von Bauwerken durch Injektion wird der BeMo Scanner auch als Stand der Technik für mineralische Systeme beschrieben. Es wird herausgestellt, dass die Qualitätssicherung über den gesamten Injektionszeitraum erfolgen kann und nicht nur an wenigen Prüfungen über den Injektionszeitraum erfolgt.

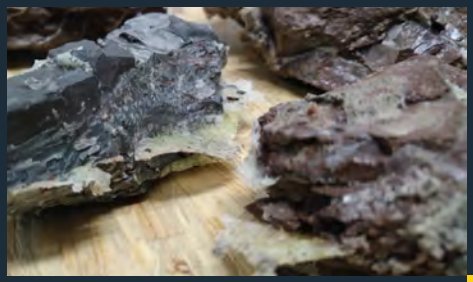
Dokumentiert werden:

- Injektionsdruck
- Injektionsrate
- Injektionsmenge
- Dichte des Injektionsmaterials
- Temperatur des Injektionsmaterials
- Viskosität des Injektionsmaterials
- Bezeichnung der Baustelle
- Bezeichnung der Injektionsstelle
- Bezeichnung des Einpresspunktes
- Bezeichnung der Einpressphase
- Benennung des Pumpenfahrers
- Materialbezeichnung
- Injektionsdatum
- Injektionsstart je Injektionsstelle
- Injektionsende je Injektionsstelle
- Injektionszeit je Injektionsstelle
- Injizierte Materialmenge
- Durchschnittliche Injektionsrate
- Durchschnittlicher Injektionsdruck
- Durchschnittliche Dichte des Injektionsmediums unter dem Injektionsdruck
- Durchschnittliche Temperatur des Injektionsmediums unter dem Injektionsdruck

Die Daten können in Listen oder Grafiken abgebildet werden.

Wünsche des Auftraggebers zur Auswertung können ggf. durch entsprechende Programmierung berücksichtigt werden.





↑ Bild oben:
Injektionen in der Sohle

← Gesteinsstücke mit Kluftverfüllung nach Injektion

BEMO.NET

BEMO TUNNELLING GMBH

Bernhard-Höfel-Straße 11 · A-6020 Innsbruck
Tel. +43 (512) 3311-0 · office@bemo.net

Frank Angrick, Dipl.-Ing. (FH), I+D Sanierungstechnik GmbH, Bocholt (DE)

Abdichtende Injektionen zur Beherrschung starker Wasserzutritte im Kanalbau

Starke Wasserzutritte stellen im Kanalbau eine zentrale Herausforderung dar, da sie Bauabläufe, Arbeitssicherheit, Termine und die Funktion von Bauwerken gefährden. Der vorliegende Beitrag zeigt praxisnah auf, wie abdichtende Injektionen starke Wasserzuläufe im Neubau und bei Sanierungen sicher beherrschen können. Vorgestellt werden Verfahren und Materialien für Rohrvortrieb, Schächte, Fugen, Anschlussbereiche sowie punktuelle Schadstellen. Erläutert werden technische Grundlagen, typische Schadensbilder, geologische Randbedingungen sowie Anforderungen an die Ausführung. Praxisbeispiele verdeutlichen erfolgreiche Lösungen auch bei hohem Wasserdruck, Hohlräumen und eingeschränkter Zugänglichkeit. Zudem werden Auswahlkriterien für Injektionssysteme, Qualitätssicherung und Dauerhaftigkeit behandelt. Dabei werden Chancen und Grenzen der Verfahren gegenübergestellt und bewertet.

1 Abwasserinfrastruktur im Überblick

Abwasserkanäle gehören zu den elementaren, im Alltag jedoch kaum wahrgenommenen Bestandteilen der technischen Infrastruktur. Ihre Funktion wird meist erst dann sichtbar, wenn Störungen auftreten. Dabei leisten Entwässerungssysteme einen unmittelbaren Beitrag zum Schutz von Menschen, Tieren und Umwelt, zur Sicherung hygienischer Lebensbedingungen und damit auch zum Schutz der Trinkwasserressourcen.

Eine funktionierende Abwasserableitung ist eine wesentliche Voraussetzung für das moderne städtische Leben. Darüber hinaus kann Abwasser als Energie- und Transportmedium genutzt werden; moderne Kläranlagen und Abwasserströme bieten beispielsweise Ansatzpunkte für die Wärmerückgewinnung. Auch für die hydraulische Entlastung urbaner Räume und die schadlose Ableitung von Niederschlagswasser ist die Kanalisation von grundlegender Bedeutung (**Bild 1**).

Die Größenordnung der heute vorhandenen Infrastruktur verdeutlicht zugleich die technische Aufgabe. Das öffentliche Kanalnetz in Deutschland umfasst rund 619.291 km. Etwa fünf Prozent davon sind begehbare Querschnitte (DN 800 bis DN 5000); dies entspricht rund 30.965 km. Bereits dieser begehbare Anteil übertrifft die Längen von U-Bahn-, Eisenbahn- und Straßentunneln deutlich. Anders als die oberirdische Infrastruktur liegt der Kanal jedoch weitgehend außerhalb der täglichen Wahrnehmung. Sein baulicher Zustand, die vorhandenen Randbedingungen und insbesondere Veränderungen im umgebenden Baugrund bleiben daher häufig lange unbemerkt.

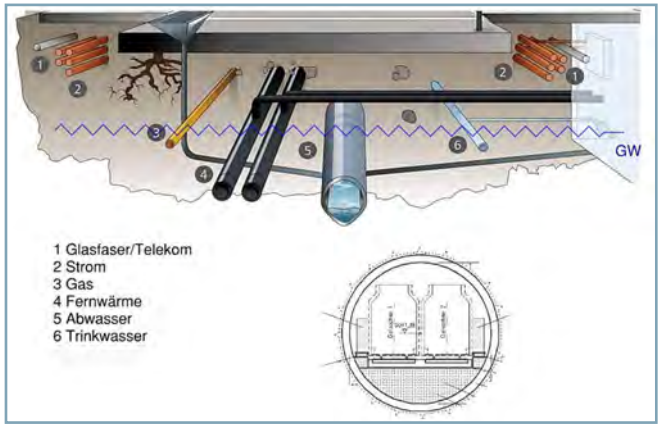


Bild 1 *Unterirdische Infrastruktur im urbanen Raum*

2 Wasserzutritte als Herausforderung

Wasser ist im Kanalbau zugleich Nutzmedium, Umweltfaktor und eine der maßgebenden Belastungen für Bauwerke und Bauverfahren. Für den Kanalbau ist vor allem das Grund- und Schichtenwasser von Bedeutung. Es steht an Rohrleitungen, Schächten, Baugruben und unterirdischen Bauwerken häufig dauerhaft an und sucht sich bei vorhandenen Fehlstellen den Weg des geringsten Widerstandes.

Gerade starke, lokal konzentrierte Wasserzutritte stellen eine besondere Herausforderung dar. Dabei ist nicht allein die sichtbare Wassermenge entscheidend; maßgebend sind ebenso Wasserdruck, geologischer Bodenaufbau, entstandene Hohlräume und die Beschaffenheit der Leitungszone. Zu einem großen Problem werden mit infiltrierendem Wasser mitgeführte Bodenmassen. Eine vermeintlich kleine Fehlstelle oder ein einzelner Riss kann deshalb zu einer Kettenreaktion führen, wenn mit dem Wasser Bodenmaterial abgetragen wird. Die Abdichtung muss in solchen Fällen nicht nur den Wassereintritt stoppen, sondern den tatsächlichen Fließweg erfassen und gegebenenfalls den angrenzenden Baugrund stabilisieren beziehungsweise entstandene Hohlräume verfüllen.

3 Schadensursachen im Neubau und Bestand

3.1 Neubau und Rohrvortrieb

Beim Neubau von Abwasserkanälen haben sich die technischen Möglichkeiten erheblich weiterentwickelt. Moderne Rohrvortriebe erlauben lange Vortriebsstrecken, Kurvenfahrten und räumliche Trassenführungen. Gleichzeitig werden Kanäle häufig in großen Tiefen hergestellt. Mit zunehmender Länge, Tiefe und geometrischer Komplexität steigen jedoch die Anforderungen an Planung, Ausführung und Qualitätssicherung. Verfahrensbedingte Überbelastungen, geologische Imperfektionen oder handwerkliche Ausführungsfehler können zu Fehlstellen führen, die sich unter anstehendem Grundwasser unmittelbar bemerkbar machen.

Typische Schadensbilder sind Materialversagen, Risse, Abplatzungen, Brüche oder lokal begrenzte Fehlstellen. Hinzu kommen Undichtigkeiten an Rohrfugen, Arbeitsfugen, Einbindungen und Übergängen zwischen unterschiedlichen Bauweisen. Besonders kritisch ist, dass der tatsächliche Bauzustand nach Fertigstellung nicht an jeder Stelle vollständig bekannt ist. Bei tief liegenden oder schwer zugänglichen Bauwerken kann eine punktuelle Undichtigkeit daher eine technisch und logistisch anspruchsvolle Sanierungsaufgabe auslösen.

3.2 Betrieb, Nutzung und Alterung

Im Bestand verändern sich die Randbedingungen über die Nutzungsdauer. Elastomere Dichtungen altern, Bauteile werden chemisch und mechanisch beansprucht und Baugrund- oder Grundwasserverhältnisse können sich verändern. Ein Grundwasseranstieg, etwa nach Beendigung früherer Grundwasserhaltungen oder infolge von Ersatzmaßnahmen, kann dazu führen, dass bislang wenig belastete Fugen plötzlich dauerhaft unter Wasserdruck stehen. Ebenso können im Abwasserkanal chemische Angriffe, wie eine biogene Schwefelsäurekorrosion (BSK), durch Wandstärkenverlust am Betonkörper eine statische Überbeanspruchung auslösen und die Dichtheit plötzlich beeinträchtigen.

4 Infiltration und Exfiltration

4.1 Hydraulische Grundlagen

Abwasserkanäle werden überwiegend als Freispiegelleitungen betrieben. Liegt der Grundwasserspiegel außerhalb der Leitung höher als der Wasserstand im Kanal und weist das System Undichtigkeiten auf, kann Grundwasser infiltrieren. Umgekehrt kann Abwasser aus dem Kanal in den umgebenden Boden exfiltrieren, wenn der Grundwasserstand zu niedrig ist (**Bild 2**). Beide Vorgänge sind unerwünscht, ihre Auswirkungen unterscheiden sich jedoch wesentlich.

4.2 Folgen der Infiltration

Bei einer Infiltration gelangt Grund- oder Schichtenwasser in das Entwässerungssystem. Neben der zusätzlichen Fremdwassermenge kann ein starker Wasserzulauf Bodenmaterial mitführen. Dadurch wird Material aus der Leitungszone entzogen, die Rohrbettung kann geschwächt werden und es können Hohlräume entstehen. Setzt sich dieser Prozess fort, sind Absackungen an der Geländeoberkante zwangsläufig der Folgeschaden. Im ungünstigen Fall kann sich ein Tagebruch entwickeln. Gerade weil der Vorgang unterirdisch beginnt, bleibt die Ursache oft lange verborgen.

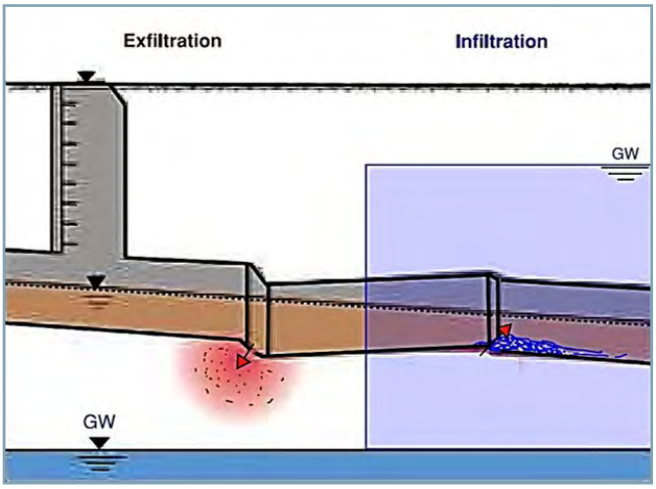


Bild 2 *Kanalhaltung mit Ex- und Infiltration*

Die hydraulischen Auswirkungen sind ebenfalls erheblich. Fremdwasser beansprucht Transportkapazität im Kanalnetz, erhöht Pumpwerksleistungen und belastet Kläranlagen mit Wassermengen, die keiner Behandlung bedürften. Vorhandene Stauvolumina und hydraulische Reserven werden reduziert. In Netzen, deren Bemessung auf definierte Niederschlags- und Abflussereignisse wie "HQ 100" ausgerichtet ist, kann dies die Betriebssicherheit deutlich beeinträchtigen. Die Beseitigung starker Infiltration ist daher sowohl eine bauliche als auch eine betriebliche Aufgabe.

4.3 Folgen der Exfiltration

Bei der Exfiltration tritt Abwasser aus der Leitung in das Erdreich aus. Dies kann zu einer Belastung des Grundwassers und zur Anreicherung von Nähr- und Schadstoffen führen. Neben dem Umweltaspekt können auch umliegende Bauwerke und Leitungen betroffen sein. Gebäude, Versorgungsleitungen oder unterirdische Verkehrsanlagen können durch Veränderungen des Bodens oder durch aggressive Medien beeinträchtigt werden.

5 Abdichtung starker Undichtigkeiten

Bei begehbaren Rohrquerschnitten kann die Abdichtung starker Wasserzutritte (**Bild 3**) unmittelbar durch geschultes Personal erfolgen. Hier stehen händische Injektionsverfahren, spezielle Geräte und darauf abgestimmte Injektionsstoffe zur Verfügung. Die Begehbarkeit erweitert zwar die technischen



Bild 3 *Wasserzutritt in einen begehbaren Querschnitt*

Möglichkeiten, führt jedoch zu zusätzlichen Anforderungen. Einstieg, Rettungsweg, Arbeitsmedizin, Unterweisung und die gesamte Arbeitssicherheit werden zu wesentlichen Bestandteilen der Ausführungsplanung. Hinzu kommt, dass der tatsächliche Bauzustand in älteren oder schwer zugänglichen Abwasseranlagen häufig nur teilweise bekannt ist. Die Baustelle muss deshalb so organisiert sein, dass auf unerwartete Starkregenereignisse, Wasserwege, Hohlräume oder abweichende Bauteilgeometrien reagiert werden kann.

6 Injektionstechnik und Ausrüstung

6.1 Injektionsmaterialien

Als Injektionsmaterialien stehen verschiedene Polyurethane, Silikate und Methacrylatgele zur Verfügung. Die Materialauswahl ist kein isolierter Schritt, sondern muss auf Schadensbild, Wasserbelastung, Untergrund, gewünschte Reaktionszeit und das Sanierungsziel der Maßnahme abgestimmt werden. Je nach Aufgabenstellung kann die Injektion der unmittelbaren Abdichtung einer wasserführenden Fehlstelle, der Füllung eines Hohlraumes oder der präventiven Abdichtung und Verfestigung eines angrenzenden Bereiches dienen.

Bei starkem Wasserzutritt ist insbesondere die Steuerbarkeit der Reaktion sowie die Veränderung der Viskosität von Bedeutung. Das Material muss die wasserführenden Wege erreichen und dort so reagieren, dass der Zulauf kontrolliert, reduziert beziehungsweise gestoppt wird. Gleichzeitig darf die Reaktion nicht so früh einsetzen, dass das Injektionsgut über den Wasserzutritt mit eingespült wird. Hier sind zum Beispiel künstliche Reaktionswege durch den Einsatz von vorgeschalteten Reaktionsschläuchen (Opferschlauch) eine mögliche Lösung. Eine allgemeingültige Materialwahl lässt sich daraus nicht ableiten; sie ist objektspezifisch festzulegen und oftmals durch eine Probeinjektion anzupassen.

6.2 Packer und Injektionszugänge

Für die Einbringung der Injektionsstoffe werden unterschiedlich bekannte Packer- oder Lanzensysteme und Sonderkonstruktionen eingesetzt. Die Wahl hängt davon ab, ob in einen massiven Baustoff, eine Fuge, den Baugrund oder einen vorhandenen Hohlraum injiziert werden soll. Sonderkonstruktionen sind insbesondere dort erforderlich, wo Standardzugänge geometrisch nicht passen oder der Wasserandrang eine konventionelle Anordnung nicht zulässt. Bei unbekannten Hohlräumen oder stark durchlässigen Bereichen kann es erforderlich sein, das Raster und die Injektionsfolge während der Arbeiten anzupassen.

6.3 Pumpentechnik

Die Pumpentechnik muss zum verwendeten Material und zum erforderlichen Injektionsablauf passen. Eingeschränkt wird die Geräteauswahl durch die beschränkte Zugänglichkeit von Abwasserkanälen. Sind große Mengen Injektionsgut in kurzer Zeit zu injizieren und der Einstieg besteht nur über einen klassischen Schachteinstieg von DN 625, müssen größere Injektionspumpen an der Geländeoberfläche verbleiben.

Am Ende ist nicht ein möglichst hoher Injektionsdruck, sondern ein beherrschter Prozess entscheidend. Zu hohe Drücke können vorhandene Risse erweitern, neue Fließwege schaffen oder angrenzende Bauteile und den Baugrund ungewollt beeinflussen. Zu geringe Drücke können dagegen dazu führen, dass die wasserführenden Wege nicht erreicht werden. Die Ausführung erfordert deshalb erfahrenes Personal, das Materialverhalten, Pumpentechnik und Reaktion des Bauwerks gemeinsam beurteilt.

7 Typische Anwendungsfälle

7.1 Rohr- und Fertigteilfugen

Rohrfugen und Fertigteilfugen zählen zu den klassischen Anwendungsbereichen abdichtender Injektionen. Undichtigkeiten können aus Montageabweichungen, Verformungen, beschädigten Dichtelementen, Alterung oder nachträglichen Bewegungen entstehen. Bei Ortbetonkonstruktionen kommen Arbeitsfugen und Risse als weitere Eintrittswege hinzu.

Ein besonders anspruchsvoller Schadensfall entsteht durch Fehlbohrungen oder äußere Einwirkungen, die zu einer Überbeanspruchung der Bauwerksstatik in Form von Rohrwandbrüchen führen. Solche Schäden sind häufig punktuell, können aber aufgrund der Verbindung zu wasserführenden Schichten sehr große Zulaufmengen verursachen. Die Injektion muss dann sowohl den direkten Defekt als auch den möglicherweise aufgelockerten oder ausgespülten Bereich im Umfeld erfassen.

7.2 Rohreinbindungen, Bauwerke und Verbau

Rohreinbindungen in Schächte und andere Bauwerke sind aufgrund unterschiedlicher Baustoffe, Geometrien und Verformungseigenschaften besonders sensible Bereiche. Vergleichbare Aufgaben treten an Verbaukonstruktionen wie Spundwänden, Spritzbeton, Bohrpfählen und Schlitzwänden auf. Auch bei Bergungs- und Reparatursituationen im Rohrvortrieb oder der Kanalsanierung können Injektionen erforderlich werden. Ein weiteres Einsatzgebiet ist der Bereich der Kanalsanierung für Großrohre. Im Zuge dieser Sanierungsprojekte werden häufig Hilfsinjektionen erforderlich, um zum Beispiel Fehlstellen abzudichten oder Vorverfestigungen des anstehenden Erdreichs einzuleiten, weil beispielsweise die Rohrwandung des Altkanals für den Sanierungserfolg teilweise abgebrochen werden muss.

Zur Beherrschung dieser Aufgaben ist eine präventive Abdichtung oder Verfestigung des Umfeldes eine geeignete Lösung, um den Arbeitsbereich überhaupt erst sicher zugänglich zu machen. Damit wird deutlich, dass Injektionstechnik nicht ausschließlich als nachträgliche Reparatur zu verstehen ist, sondern auch als vorbereitende Sicherungsmaßnahme eingesetzt werden kann.

8 Ausführungsbeispiele

8.1 Ortbetonersatzrohr

Um einen starken Wasserzulauf in einem Bestandskanal DN 2800 abzudichten, war eine umfangreiche Zustandsfeststellung im Vorfeld unter Betrieb des Abwasserkanals erforderlich. Hierbei wurde festgestellt, dass die zu behebende Schadstelle in einer Kanalhaltung lag, die in unterschiedlichen, zeitlich voneinander getrennten Abschnitten erstellt wurde. Im ersten Schritt wurde eine Vortriebsstrecke aufgefahren und die Maschinenbergung innerhalb einer größeren Baugrube

durchgeführt, die im Nachgang dazu dienen sollte, ein großes Stau- und Abschlagsbauwerk (L = 45 m, B = 23 m, t = 13 m) herzustellen. Das Anfangsrohr des Vortriebs wurde nach der Bergung auf Endmaß in der Baugrubenwand wasserdicht eingebunden.

Im nächsten Schritt folgte die Errichtung des Bauwerks. Hierbei wurde für den zu übernehmenden Zulaufkanal (DN 2800 VT-Kanal) ein weiteres einzelnes Vortriebsrohr mit in die Bauwerkswand einbetoniert. Am Ende verblieb dann ein Lückenschluss zwischen dem Rohr in der Bauwerkswand und dem in der Verbauwand von ca. 2,30 m. Da an dieser Stelle auch noch eine nach Bausoll geschuldete Steigleitung aus einem Steinzeugrohr (Entgasung/Belüftung) herzustellen war, entschloss man sich dazu, diesen Lückenschluss aus unbewehrtem Beton herzustellen. Da es sich hierbei vermutlich um den alten Arbeitsraum der Bauwerksherstellung handelte, wurde dieser großzügig mit Beton verfüllt. Die Rohrinnenseite DN 2800 wurde hierzu mit einer Holzschalung verschlossen. Nachfolgende Schadensursachen sind zu vermuten:

- Dadurch, dass der Rohrstrang nahezu im gewachsenen Boden lag und das Bauwerk auf gestörter Baugrubensohle gegründet wurde, hat sich dieses anders als der Rohrstrang gesetzt. Dabei wurde das in der Bauwerkswand einbetonierte Passrohr mit nach unten gezogen und winkelte im Bereich des starr verbundenen Ortbetonersatzrohres ab. Die Risse im Kämpfer verliefen erwartungsgemäß von schräg oben nach unten. Zur Untermauerung des Schadensbildes wurden im Sohlbereich des VT-Strangs an der ersten Rohrfuge der alten VT-Strecke starke Abplatzungen am Rohrspiegel festgestellt.
- Zwischen Winter und Sommer kommt es zu Temperaturschwankungen von ca. 20 K im Bauwerk sowie in den ersten Metern des Abwasserrohrs. Bei einer Längenveränderung des Stahlbetons von 0,09 mm/K ergibt sich eine Längenveränderung von 9 mm nur für das Bauwerk.

Ohne Dehnungsfugen zwischen den beiden Rohrfertigteilen und dem Ortbetonrohr öffnet sich hier eine Fuge. Zusammen mit den Setzungen bildet sich ein passendes Rissbild im Ortbetonrohr ab. Durch die Vorperforierung im Rohrscheitel durch das Steinzeugrohr zeigte sich der Scheitelriss als sehr stark wasserläufig. Das anstehende Gebirge trug seinen Teil durch einen sehr hohen Durchlässigkeitsbeiwert von grobem Schotter bei. In Summe kam dann noch der alte Ringraum des Rohrvortriebs erschwerend hinzu. Dieser hatte sich über den langen Zeitraum zwischen Fertigstellung und Schadensfeststellung komplett freigespült.

Um diesen sehr starken Wasserzulauf abzudichten, kam ein schnell reagierender 2K-PU-Schaum zum Einsatz (**Bild 4**). Dieser wurde über eine druckluftbetriebene 2K-Injektionspumpe von der Geländeoberfläche aus über lange Injektionsschläuche injiziert. Um eine passende Reaktionszeit für den Schaum im alten Ringraum des Vortriebs zu erzielen, wurde bewusst 6 m entfernt im alten Vortriebsstrang ein doppelreihiger Injektionsring angesetzt. Die 18-mm-Bohrpacker wurden mit einem radialen Abstand von 50 cm und einem Ringabstand von 25 cm angeordnet. Der vermutete Wasserweg über den alten Ringraum wurde dadurch bestätigt, dass der injizierte PU-Schaum zeitlich passend in reagierender und schäumender Form am undichten Scheitelriss austrat. Unter Zuhilfenahme von Holzwolle und Keilen wurde eine vollständige Abdichtung erzielt. Zum Abschluss folgt nun noch eine dauerhafte Instandsetzung der Ortbetonrohranbindungen sowie der vorhandenen Risse.



Bild 4 2K-Injektion an der Rohrwandung

8.2 Stahlbetonersatzwandung

Ein weiteres Beispiel, bei dem unterschiedliche Techniken zum Einsatz kommen, ist die Reparatur einer Rohr- oder Tunnelwandung während des Auffahrens einer Rohrvortriebsstrecke. Hierbei kommt es zum Beispiel zu einem punktuellen Bruch der Stahlbetonwandung durch einen Exzenterstein (**Bild 5**). Ein solch erheblicher Schaden im Zuge der Rohrvortriebsarbeiten führt häufig zu einem temporären Stillstand.

Um hier auf schnellstem Wege Abhilfe zu schaffen, ist es erforderlich, ein Teilstück der beschädigten Rohrwandung bis zum anstehenden Gebirge abzubrechen und wieder zu ersetzen. Hierzu ist im Vorfeld bei anstehendem Grundwasser eine 2K-Injektion mit einem PU- oder Silikatschaum bis zur Standfestigkeit der vorhandenen Geologie erforderlich. Danach wird der zerstörte Bereich herausgeschnitten. Anschließend wird eine zurückliegende Schalung in das abgebrochene Fenster eingelegt, verbaut und der entstandene Zwischenraum injiziert. Im nächsten Schritt wird die Schalung zurückgebaut und über eine Oberfräse der Injektionsschaum bis auf 3 mm über die Rohraußenwand abgefräst. Auf dieser Oberflächenvorbereitung wird eine Trennschicht aus einem minderfesten mineralischen Spachtel aufgetragen und nach der Erhärtung auf das exakte Außenmaß der Rohrwandung flächig gefräst.

Auf einer Trennlage aus Silikon werden die ersten Lagen Instandsetzungsmörtel gespritzt, bis die erste Bewehrungslage erreicht ist. Es folgt der Einbau der ersten Lage Ersatzbewehrung über gebohrte Anschlusseisen und Einzelstabbewehrung. Diese Vorgehensweise wiederholt sich bis zur vollstän-



Bild 5 Exzenterstein mit Bruch der Rohrwandung



Bild 6 Sanierungsarbeiten in einem Düker

digen Herstellung der alten Wanddicke des Vortriebsrohres. In den meisten Fällen ist der Ursprung des Schadens eine Rohrverbindung, was zur Folge hat, dass auch die Rohrverbindung, bestehend aus einer Stahlführungsmanschette mit Keildichtung und Umläufigkeitsschutz, beschädigt ist und ebenfalls im Teilbereich erneuert werden muss.

Am Ende bleibt wenig Zeit für diese Reparatur, da ein Festsetzen des Vortriebsstrangs droht. Unmittelbar nach der Instandsetzung werden die Vortriebsarbeiten wieder aufgenommen.

9 Einsatzgrenzen und Arbeitssicherheit

Die Grenzen abdichtender Injektionen ergeben sich nicht nur aus Material und Baugrund, sondern häufig aus der Zugänglichkeit. Bei begehbaren Kanälen ist zunächst der Schachteinstieg zu betrachten. Standard-Schachtabdeckungen mit DN 625 begrenzen den Transport von Geräten und Material. Sonderabmessungen, beispielsweise DN 800, oder eckige Öffnungen an Bauwerken können günstigere Bedingungen bieten. Dennoch muss die gesamte Ausrüstung unter den vorhandenen Platzverhältnissen sicher ein- und ausgebracht werden können.

Auch die Haltungslänge ist ein wesentlicher Faktor. Historische Haltungen liegen häufig unter 100 m, moderne Bauweisen können dagegen Längen von bis zu 500 m erreichen. Mit zunehmender Entfernung vom Einstieg steigen die Anforderungen an Transport, Kommunikation, Energie- und Materialversorgung sowie Rettung. Die Einsatzbedingungen für Mensch und Maschine müssen deshalb bereits bei der Verfahrenswahl berücksichtigt werden (**Bild 6**).

Arbeitssicherheit besitzt bei begehbaren Kanälen eine zentrale Bedeutung. Das eingesetzte Personal muss arbeitsmedizinisch untersucht und für die Tätigkeiten unterwiesen sein. Außerdem sind die Witterungs- beziehungsweise Temperaturbedingungen für die dargestellten Arbeiten extrem wichtig. Da es sich bei Abwasserkanäle in der Dimension Großrohr in den meisten Fällen um Stauraumkanäle handelt, ist die Bewertung der Wetterprognose von überlebenswichtiger Bedeutung. Während Regenspenden in der Größe von 3 mm/h nur für einen leichten Anstieg des Trockenwetterabflusses sorgen, sieht die Situation bei 10 mm/h und mehr deutlich anders aus. Eine Überflutung des Arbeitsbereiches ist ein bestehendes und damit einzuplanendes Risiko (**Bild 7**). Durch weit oberhalb der Vorflut installierte Hochwasserwarneinrichtungen



Bild 7 Überflutung bei Teilabsperrung

sowie einer stetigen Kontrolle der Wetterbedingungen, kann der Zeitpunkt der Einstellung der Arbeiten ausreichend früh eingeleitet werden.

Neben den vorgenannten Sonderbedingungen sind die allgemeinen Gefährdungen bei Arbeiten in umschlossenen Räumen, die sichere Zugänglichkeit und die Möglichkeit einer schnellen Rettung zu berücksichtigen.

10 Fazit

Starke Wasserzutritte im Kanalbau sind keine einheitliche Schadenskategorie. Sie können im Neubau ebenso auftreten wie im jahrzehntelang betriebenen Bestand und reichen von undichten Rohrfugen über Risse und Rohrwandungsschäden bis zu Fehlbohrungen, undichten Bauwerksanschlüssen oder Wasserwegen im Bereich von Verbaukonstruktionen. Die sichtbare Austrittsstelle ist dabei häufig nur das Ende eines komplexeren Fließweges.

Abdichtende Injektionen bieten für diese Aufgaben ein flexibles Instrumentarium. Ihre Stärke liegt darin, dass lokal und gezielt auf unterschiedliche Bauwerks- und Baugrundsituationen reagiert werden kann. Voraussetzung ist jedoch, dass Material, Gerät, Injektionspunkte und Ausführungsfolge als Gesamtsystem betrachtet werden.

Die Praxisbeispiele zeigen zugleich die Grenzen. Zugänglichkeit, Schachtabmessungen, Haltungslängen, unbekannte Bauzustände und die Anforderungen der Arbeitssicherheit können die technische Lösung maßgeblich bestimmen. Eine erfolgreiche Abdichtung verlangt deshalb Erfahrung, eine sorgfältige Beurteilung des Schadensbildes und die Bereitschaft, das Injektionskonzept während der Ausführung an die beobachtete Reaktion anzupassen und damit zum Erhalt dieser im Alltag häufig unterschätzten Infrastruktur beizutragen. Die abdichtende Injektion ist dabei kein universelles Standardrezept, sondern ein spezialisiertes Verfahren, dessen Qualität aus der richtigen Kombination von Diagnose, Material, Technik und fachgerechter händischer Ausführung entsteht.

DESOI®

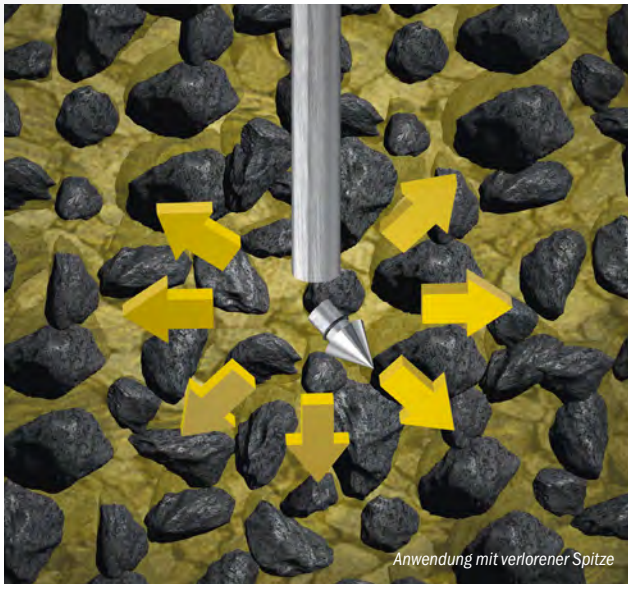
BODENINJEKTION MIT RAMMVERPRESSLANZEN

Effiziente Lösung für geringe Tiefen

Bei diesem Verfahren werden Stahlrohre mit seitlichen Austrittslöchern und Spitze in den Boden gerammt, um Klüfte und Hohlräume zu verschließen und die Tragfähigkeit des Baugrundes zu verbessern.

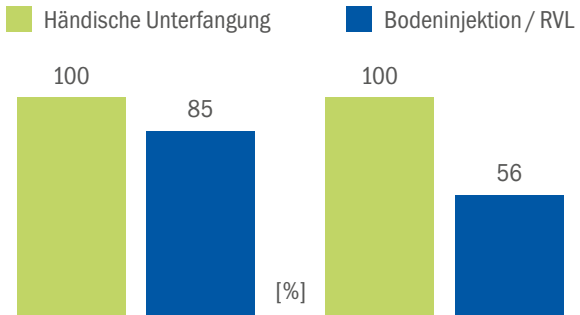
Verlängerungen sind mit oder ohne Austrittslöcher sowie mit abgedeckten Austrittslöchern erhältlich.

WIR SIND IHR ZUVERLÄSSIGER PARTNER – FRAGEN SIE AN!



Anwendung mit verlorener Spitze

Vergleich der Kosten und CO2-Emissionen



DESOI GmbH | 36148 Kalbach / Rhön | GERMANY | Tel.: +49 6655 9636-0 | info@desoi.de www.desoi.de

Mit innovativen Lösungen

für die Zukunft bauen

DMI
SPEZIAL INJEKTIONSARBEITEN

Berlin, U2 Alexanderplatz – Hebung Bahnhof



Österreich, Brenner Basistunnel - Gebirgsabdichtung





London, HS2–Tunnel - Vereisungsbohrungen



Polen, Lodz – Injektionen Dichtblock

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

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.

Sie hat Ihren Hauptsitz in Berlin und eine Niederlassung in Unterfranken, Arnstein-Schwebenried (DMI Spezialinjektionen Süd GmbH).

Die DMI-Gruppe führt die folgenden Spezialarbeiten, nicht nur in Deutschland und Österreich, sondern auch weltweit aus:

- Injektionen im Tunnelbau
- Kraftwerks- und Talsperreninjektionen
- Bauwerks- und Baugrubenabdichtungen
- Bohrungen für Injektionen und Vereisungen
- Staubbindungen
- Bodenverfestigungen
- Hebungsinjektionen
- Spritzbetonarbeiten
- Gebirgsabdichtungen
- Gelinjektionen

www.d-m-i.net

Sonderthemen

Meinhard Forkert, Dr. jur., Partner, Kanzlei Forkert Rechtsanwälte seit 1866 PartG mbB, Andernach (DE)
Joachim Bermel, Dr. jur., Partner, Kanzlei Forkert Rechtsanwälte seit 1866 PartG mbB, Andernach (DE)
Frederik Rechmeier, GDL, Kanzlei Forkert Rechtsanwälte seit 1866 PartG mbB, Andernach (DE)

Haftungszuordnung bei der Beratung von Planern durch Materialhersteller

Die Zusammenarbeit zwischen Planern und Materialherstellern ist bei anspruchsvollen Injektionsmaßnahmen gelebte Praxis. Sie wirft jedoch komplexe Haftungsfragen auf. Der vorliegende Beitrag beleuchtet die Verantwortlichkeiten, wenn Hersteller über eine reine Produktberatung hinaus Planungsgrundlagen, Ausschreibungstexte oder Ausführungsvorgaben liefern und die Bauausführung begleiten. Anhand typischer Fallkonstellationen werden die rechtlichen Schnittstellen zwischen Planung, Beratung und Ausführung aufgezeigt sowie die daraus resultierenden Haftungszuordnungen erläutert. Ziel ist es, Planern, ausführenden Unternehmen und Herstellern Orientierung für eine rechtssichere Zusammenarbeit und eine klare Abgrenzung der Verantwortlichkeiten zu geben.

1 Einleitung

Baustoffhersteller werben und informieren auf vielfältige Weise über die Eigenschaften und Anwendungsmöglichkeiten ihrer Produkte. Je komplexer das Produkt, umso eher werden dabei einzelfallbezogene Anfragen gestellt und beantwortet. Das reicht von konkreten Fragen zu spezifischen Eigenschaften über Aussagen zur Eignung des Produktes für bestimmte Einsatzzwecke bis hin zu immer engerer Einbindung in Materialauswahl und Verarbeitungsvorgaben (sei es über Teilnahme an der Bedarfsermittlung, Vorgabe von Ausschreibungstexten, Ausführungsanweisungen, Teilnahme an der Bauüberwachung, oder Ähnliches).

Dass dadurch die Grenzen der (traditionell eher engen) kaufvertraglichen Haftung entlang der Lieferkette und der (traditionell eher weiten) werkvertraglichen Baubeteiligtenhaftung verwaschen werden, hat der BGH bereits in den 90er Jahren deutlich gemacht [1]. Mit zunehmender Spezialisierung der Baubranche und zunehmender Zusammenarbeit von Baubeteiligten und Herstellern, mehren sich entsprechende Entscheidungen [2], [3], [4], [5], [6] und rücken die haftungsrechtlichen Schnittstellen auch zunehmend in den Fokus der Rechtswissenschaft [7], [8] und Baupraxis.

Um in diesem komplexen Feld Orientierung zu bieten, werden nachfolgend zunächst in Abschnitt 2 die grundlegenden Unterschiede des (traditionell eher engen) kaufvertraglichen Haftungsregimes entlang der Lieferkette gegenüber dem (traditionell eher weiten) werkvertraglichen Haftungsregime der Baubeteiligten dargestellt. Auf dieser Grundlage werden in Abschnitt 3 die oben genannten Fallgruppen exemplarisch durchgespielt, um zu verdeutlichen, ab wann der Hersteller in welchem Umfang (Mit-)Verantwortung für das Gelingen des Bauprojekts übernimmt. Schließlich werden in Abschnitt 4 Möglichkeiten zur rechtssicher(er)en Gestaltung aufgezeigt.

2 Grundlagen der Haftungszuordnung

2.1 Kauf- und Werkvertragsrecht

Die rechtliche Bewertung von Schadensfällen folgt im gedanklichen Ansatzpunkt nicht der naturwissenschaftlich-technischen Kausalität, sondern vorrangig sogenannten rechtlichen Anspruchsgrundlagen. Darunter sind Normen zu verstehen, die dem Geschädigten (z. B. Bauherrn) Forderungen einräumen. Auf welche Normen oder Normgruppen dabei zurückgegriffen wird, ist für den rechtlichen Bewertungsmaßstab von maßgeblicher Bedeutung. Denn Kausalität ist nicht mit rechtlicher Verantwortlichkeit gleichzusetzen.

Insbesondere wird beim Baustoffkauf im Kern die Verschaffung eines der vereinbarten Beschaffenheit entsprechenden Baustoffes geschuldet (§ 434 Abs. 1 und 2 BGB). Dabei kann es zwar auch auf den Verwendungszweck ankommen, dieser muss aber vereinbart werden (§ 434 Abs. 2 Nr. 2 BGB) und wird von der Rechtsprechung im Zweifel nur auf den groben Einsatzzweck und nicht auf bestimmte Eigenschaften bezogen [9].

Demgegenüber werden Bau- (§§ 650a ff. BGB) und Architektenverträge (§§ 650p ff. BGB) als Werkverträge eingeordnet (§§ 633 ff. BGB). Auch hier sieht der Gesetzeswortlaut vorrangig eine Beschaffenheitsvereinbarung der Parteien vor (§ 633 Abs. 2 S. 1 vs. S. 2 BGB). In ständiger Rechtsprechung werden aber strengere Maßstäbe angelegt, weil beim Werkvertrag nicht nur die Lieferung einer Sache geschuldet ist, sondern auch die Herstellung eines bestimmten Zustandes. Die Rechtsprechung fordert deshalb einen "funktionalen Werkerfolg" [10], das Werk muss also bei Abnahme in einem Zustand sein, der den Bedürfnissen des Bestellers entspricht – und zwar nicht nur den Bedürfnissen, die er explizit bei Vertragsschluss kommuniziert, sondern denen, die dem Unternehmer bekannt waren oder bei gehöriger Erfüllung seiner Beratungspflichten

hätten bekannt sein müssen [11]. Dazu hat der BGH das geflügelte Wort geprägt, dass "ein Dach dicht sein muss", (und zwar unabhängig davon, ob zum Beispiel in Abweichung von den Regeln der Technik eine Neigung von nur sieben Grad ausgeschrieben wird und das Dach deshalb nicht dicht sein kann) [12].

Der "funktionale Werkerfolg" wird prozessual noch um die sogenannte "Mangelsymptomrechtsprechung" ergänzt. Darunter ist zu verstehen, dass der Bauherr im Zivilprozess lediglich eine Mangelerscheinung vortragen muss, welche auf Baumängel schließen lässt (etwa Feuchtigkeit). Die Baubeteiligten müssen dem Gericht dann verständlich erläutern, warum dieses Symptom nicht mit Mängeln ihrer Bauleistung zusammenhängen kann [13].

In dieser rechtsdogmatischen Großwetterlage haften alle Baubeteiligten traditionell viel weiter als die bloße Lieferkette.

2.2 Haftung der Lieferkette

Die Lieferkettenglieder haften traditionell nur aus Kaufrecht. Das wurde und wird sukzessive um lieferketteninterne Rückgriffansprüche (§§ 445a f. BGB ggfs. in Verbindung mit § 434 Abs. 3 Nr. 2 b) BGB) und produkthaftungsrechtliche Ansatzpunkte ergänzt. Im Großen und Ganzen beschränkt sich die Haftung aber auf die zugesicherten bzw. beworbenen Eigenschaften der Kaufgegenstände (siehe unten) und von den Produkten ausgehende Gefahrenquellen [14]. In beiden Bereichen bewegt sich das Haftungsrisiko – bei hinreichender Qualitätssicherung und sorgfältiger Ausarbeitung der Datenblätter und Werbematerialien – in Bahnen, auf die zentral und skalierbar Einfluss genommen werden kann. Denn einzelfallbezogene Versprechen im Hinblick auf die mit dem konkreten Bauvorhaben bezweckten Funktionen muss die Lieferkette gerade nicht abgeben.

Fall 1: Lieferung von Dämmstoffen

Es wird die Lieferung diverser Dämmstoffe beauftragt. Ein Jahr später kommt es zu unvorhergesehenen Ausdehnungen und Putzabplatzungen, weil die Dämmstoffe nur im Wärmedämmverbundsystem (WDVS) des Herstellers eingesetzt werden und nicht frei zusammengestellt werden können. Der Bauherr macht mangelhafte Beratung geltend, kann aber nicht nachweisen, dass der Außendienst des Herstellers im Ortstermin über allgemeine Erläuterungen zu WDVS und den Vertriebspartnern des eigenen Systems hinausgehende Erklärungen abgegeben hat. Ansonsten entsprach die Lieferung der expliziten Bestellung. Sowohl die Klage gegen den Großhändler als auch die gegen den Hersteller werden abgewiesen. Denn:

"Der Bauherr geht – für ihn ohne weiteres erkennbar – von vornherein ein mögliches Risiko ein, wenn er – insbesondere aus Kostengründen – davon Abstand nimmt, ein Fachunternehmen mit der Auswahl, Beschaffung und Montage der Baustoffe zu beauftragen und sich insoweit auf eine einheitliche werkvertragliche Erfolgshaftung des Fachunternehmens stützen zu können, sondern stattdessen Werkleistungen mit von ihm selbst zusammengestellten und beschafften Baustoffen ausführen lässt und damit für die fachgerechte Auswahl, Eignung und Kompatibilität der Baustoffe grundsätzlich selbst verantwortlich ist." [14]

2.3 Haftung der ausführenden Unternehmen

Die ausführenden Unternehmen haften je für das eigene Werk weitreichend, da ein Erfolg geschuldet ist (siehe oben). Dabei geht das Gesetz im gedanklichen Ansatzpunkt von voller Planungsverantwortung des Unternehmers aus [15]. Das entspricht zwar gerade bei komplexen Bauvorhaben nicht der Praxis, da hier oft wesentliche Teile der Planung von Objekt- und Fachplanern vorab bereitgestellt werden. Eine solche Übernahme von Planungsverantwortung durch den Bauherrn und dessen Planer entlastet die Unternehmen aber dennoch in der Regel nur im Hinblick auf Mehrvergütungsansprüche unmittelbar: Zu jeder ungeeigneten Planungsvorlage können Bedenken angemeldet und Leistungsänderungsanordnungen mit entsprechenden Mehrvergütungsansprüchen angeregt werden (§§ 650b ff.; 642 BGB und/oder §§ 1 Abs. 3 und 4; 2 Abs. 5 bzw. 6 VOB/B und § 6 Abs. 6 VOB/B). Haftungsrechtlich *müssen* solche Bedenken angemeldet werden (zum BGB nach ständiger Rechtsprechung, in der VOB/B gemäß §§ 13 Abs. 3; 4 Abs. 3).

Fall 2: Errichtung einer Heizungsanlage

Es wird im Außenbereich eines Forsthauses die Errichtung einer Heizungsanlage mit Pufferspeicher, Rohrleitungen, Verteiler, Armaturen, Heizkörper und Wärmedämmung beauftragt. Das Unternehmen errechnet einen Heizbedarf von 25 kW – und versäumt einen Hinweis darauf, dass das die Heizungsanlage speisende Blockheizkraftwerk aufgrund einer Auftragsänderung des Vorgewerkes nicht mehr 30 kW sondern bloß 12 kW liefert. Dem Heizungsbauer droht gesamtschuldnerische Haftung. Denn:

"Steht die Arbeit eines Werkunternehmers in engem Zusammenhang mit der Vorarbeit eines anderen Unternehmers oder ist sie auf Grund dessen Planung auszuführen, muss er prüfen und gegebenenfalls auch geeignete Erkundigungen einziehen, ob diese Vorarbeiten, Stoffe oder Bauteile eine geeignete Grundlage für sein Werk bieten und keine Eigenschaften besitzen, die den Erfolg seiner Arbeit bedrohen können (…). Auch wenn er den Besteller darauf hingewiesen hat, dass bestimmte Voraussetzungen für sein Werk vorliegen müssen, muss er sich grundsätzlich vor Ausführung seines Werks vergewissern, ob diese Voraussetzungen eingehalten sind (…)." [10], [16], [17]

Insofern kommt nach Rechtsprechung des BGH bei unterlassenen Bedenkenanmeldungen in der Regel bloß eine haftungsrechtliche Teilentlastung unter dem Gesichtspunkt des Mitverschuldens in Betracht [18], wie der folgende Fall zeigt.

Fall 3: Abdichtung eines Gebäudes

Im Rahmen der Abdichtung eines Gebäudes geht das ausführende Unternehmen von nicht drückendem Wasser aus. Tatsächlich fällt stauendes Sickerwasser an. Das Leistungsverzeichnis enthält keine Angaben zum Lastfall. Das ausführende Unternehmen meldet keine Bedenken an und führt unzureichend aus. Daraus wird ein 50-%-iges Mitverschulden des Bauherrn (regressierbar beim Planer) abgeleitet. [19]

Dies gilt aber nur im Hinblick auf Planungsleistungen im engeren Sinne und nicht im Hinblick auf vermeintlich fehlerhafte Bauüberwachung, (mit der sich ein Ausführender grundsätzlich nicht [teil-]entlasten kann).

2.4 Haftung der Planer

Architektenverträge werden ebenfalls dem Werkvertragsrecht zugeordnet (§ 650q Abs. 1 BGB). Dabei haben Planer das eigentliche Bauwerk zwar nicht selbst zu errichten, sondern nur die dazu erforderlichen Planungs- und Überwachungsleistungen zu erbringen (§ 650p Abs. 1 BGB). Innerhalb dieses Verantwortungsbereiches haften sie aber in der Regel besonders streng. Denn sie sind nicht nur Werkunternehmer, sondern auch Sachwalter des Bauherrn [21]. Außerdem wird meist die HOAI (Honorarordnung für Architekten und Ingenieure) in den Vertrag einbezogen und somit ein ungewöhnlich ausdifferenziertes (wenn auch in der Praxis nicht immer passendes) Pflichtenprogramm vereinbart (vergleiche insbesondere die Grundleistungskataloge der Anlagen 10, 12 und 14 zur HOAI mit § 634 BGB oder § 13 VOB/B).

Nach HOAI schuldet der Planer insbesondere im Rahmen der Leistungsphasen 1 bis 3 eine Ermittlung des Baubedarfs sowie der technischen und funktionalen Vorgaben. Auf dieser Grundlage müssen in den Leistungsphasen 5 und 6 die erforderlichen Einzelangaben erarbeitet und Leistungsbeschreibungen mithilfe des Leistungsverzeichnisses erstellt werden. Später muss die Ausführung auf Übereinstimmung mit der Planung, den einschlägigen Vorschriften sowie den allgemein anerkannten Regeln der Technik überprüft werden.

Damit geht gerade bei komplexen Bauvorhaben (wie Injektionsmaßnahmen) weitreichende Verantwortung einher. Unter Anderem muss der Planer abklären, warum injiziert wird, welche Ziele damit verfolgt werden (Abdichtung, Kraftschluss, Verfüllung), welche Lastfälle beziehungsweise Rahmenbedingungen zu beachten sind (zum Beispiel Lebensdauer, Wasserandrang und -druck, Temperaturbedingungen, Bestandsanalyse, erwartete Rissbewegungen, zukünftige Nutzung und entsprechende Lasten).

All dies muss zwar nicht der Objektplaner eigenverantwortlich ermitteln, sondern dieser darf auf Beiträge der Fachplaner und gegebenenfalls weiterer Sachverständiger zurückgreifen [22]. Auch von den Ausführenden können die Planer erwarten, dass diese Aufträge nur in Bereichen anbieten, in denen sie lange Erfahrung haben und die "Regeln ihrer Kunst" – und zwar auch die auf neuesten Erkenntnissen beruhendes Spezialwissen – haben [23] und dass sie das Projekt eigenverantwortlich prüfen (siehe oben).

Die Planer (insbesondere der Objektplaner) müssen die Beiträge der anderen aber bei der Integration in die eigene Planung immer auf Fehler und Widersprüche überprüfen, die mit der Sorgfalt eines Architekten oder Ingenieurs erkennbar waren [22]. Da sich die Abgrenzung hier oft der Kenntnis des Bauherrn (und der beteiligten Juristen) entzieht, bleibt der Planer (gerade der Objektplaner) immer einem wesentlichen Risiko der Inanspruchnahme (und schlussendlich auch Haftung) ausgesetzt.

3 Haftung des Herstellers wegen fehlerhafter Beratung

Die Haftung der Lieferkettenglieder (und somit auch des Herstellers) liegt im gedanklichen Ansatzpunkt fern, weil kaufvertraglich dem Wortlaut der Bestellung in der Regel Vorrang vor etwaigen funktionalen Leistungserfolgen eingeräumt wird (siehe oben, insbesondere **Fall 1**). Darüber hinaus stellt § 675 Abs. 2 BGB klar: "Wer einem anderen einen Rat oder eine Empfehlung erteilt, ist, unbeschadet der sich aus einem Vertragsverhältnis, einer unerlaubten Handlung oder einer sonstigen gesetzlichen Bestimmung ergebenden Verantwortlichkeit, zum Ersatz des aus der Befolgung des Rates oder der Empfehlung entstehenden Schadens nicht verpflichtet."

Deshalb kann pflichtwidriges Beratungsverhalten der Lieferkettenglieder theoretisch nur in Ausnahmefällen angenommen werden und muss immer vom Anspruchsteller dargelegt und nachgewiesen werden [24].

Je stärker einzelfallbezogen die eingehenden Anfragen sind, umso eher kommt aber eine Übertragung der Rechtsprechung zu Prüf- und Bedenkenanmeldepflichten in Betracht. Dazu wird rechtsdogmatisch über die Figur der Inanspruchnahme von Vertrauen (§§ 311 Abs. 2 und/oder Abs. 3 je in Verbindung mit § 241 Abs. 2 BGB) angesetzt oder gleich ein Beratungsvertrag angenommen.

Fall 4: Beratung zur Auswahl einer Windkraftanlage

Bauer B. möchte auf seiner Wiese eine Windkraftanlage errichten. Der Berater der Landwirtschaftskammer rät zu einem etwas kleineren Windrad eines bestimmten Herstellers und legt dazu auch eine erfolgversprechende Wirtschaftlichkeitsberechnung vor, in die auch die zu erwartenden öffentlichen Mittel zutreffend eingestellt worden sind. B. wendet sich an den Hersteller und legt diesem auch die Wirtschaftlichkeitsberechnung vor. Er bittet um Prüfung und Beratung, welche der von ihm angebotenen Anlagen er wählen solle. Der Hersteller teilt ihm mit, er habe die Sache eingehend geprüft, die von dem Berater der Landwirtschaftskammer ins Auge gefasste Anlage sei für B. genau die richtige Wahl. B. erteilt den Auftrag. Die Anlage wird mangelfrei erstellt, die Wirtschaftlichkeitsberechnung erweist sich als zutreffend.

Nunmehr erfährt B. aber, dass einige Wochen vor Vertragsabschluss die Subventionsvorschriften geändert worden sind. Die zuständigen Behörden hatten sich entschlossen, größere Anlagen besonders großzügig zu fördern, um auf diese Weise die Zahl der Windkraftanlagen gering zu halten. Hätte B. die nächstgrößere und nur wenig teurere Anlage gewählt, wäre er in den Genuss dieser besonders großzügigen Subventionen gekommen und hätte an der Anlage noch wesentlich mehr verdient, als es jetzt der Fall ist. Die Änderung der Rechtslage war dem Hersteller bestens bekannt. Er hatte B. darauf aber nicht hingewiesen, weil er seine kleineren Anlagen veräußern wollte. Hier hat der Hersteller einen Beratungsvertrag abgeschlossen und in erheblicher Weise Vertrauen in Anspruch genommen [25].

Die rechtsdogmatische Abgrenzung der richtigen Anspruchsgrundlage (= Beratungsvertrag, Inanspruchnahme von Vertrauen, vertragliche Nebenpflichten, usw.) ist bei diesen Fallgruppen spitzfindig und teilweise auch formaljuristisch (Beratungsvertrag zum Beispiel nur bei Vertretungsberechtigung oder Rechtsscheinhaftung). Viele Fälle könnten daher ehrlicherweise genauso gut in die eine wie in die andere Richtung entschieden werden. Im Urteil ist dann etwa zu lesen:

"Entscheidend kommt es darauf an, ob die Gesamtumstände unter Berücksichtigung der Verkehrsauffassung und des Verkehrsbedürfnisses den Schluss zulassen, dass beide Teile nach dem objektiven Inhalt ihrer Erklärungen die Auskunft zum Gegenstand vertraglicher Rechte und Pflichten gemacht haben (…). Dabei muss die beratende Tätigkeit des Verkäufers

nach Inhalt, Umfang, Intensität und Bedeutung für den Käufer deutlich über das hinausgehen, was im Allgemeinen seitens des Verkäufers für die sachgemäße Anwendung oder den Einsatz des Kaufgegenstandes in beratender oder empfehlender Weise geleistet wird (…). Die Beratung darf nicht bloß aus Gefälligkeit erfolgen. Vielmehr müssen beide Parteien mit Rechtsbindungswillen handeln (…). Gemessen an diesen Maßstäben ist im Ergebnis der erstinstanzlichen Beweisaufnahme ein solcher Beratungsvertrag nicht bewiesen worden." [4]

"Ein solcher Vertrag ist auf Beratung und Auskunft als Hauptleistung gerichtet. Bei Unentgeltlichkeit – wie hier – handelt es sich um einen Auftrag. Der Vertrag kann konkludent geschlossen werden, auch wenn zwischen den Parteien – wie hier – keine vertraglichen Beziehungen bestehen. Maßgebend ist, ob der Auskunftserteilende mit Rechtsbindungswillen handelt. Entscheidend ist, ob die Gesamtumstände unter Berücksichtigung der Auffassungen und Bedürfnisse des Verkehrs den Rückschluss zulassen, dass beide Teile nach dem objektiven Inhalt ihrer Erklärungen die Auskunft zum Gegenstand vertraglicher Rechte und Pflichten gemacht haben. Ist dem Auskunftserteilenden erkennbar, dass die Auskunft für den anderen Teil von erheblicher Bedeutung ist und dieser sie zur Grundlage wesentlicher Entscheidungen machen will, liegt darin ein wesentliches Indiz. Das gilt insbesondere dann, wenn der Auskunftserteilende besonders sachkundig oder selbst wirtschaftlich interessiert ist (…). Von diesen Grundsätzen ist das Landgericht ausgegangen und hat zutreffend die Gesamtumstände geprüft." [5]

Praktiker können solchen Ausführungen oft (zu Recht) nicht folgen und sollten sich eher an folgenden Faustformeln orientieren:

Je älter die Urteile sind, die in den Anwaltsschreiben der Gegenseite aufgeführt werden, desto schlechter ist deren Ausgangslage. (Denn der Gesetzgeber hatte die Lieferkette früher ungleich weniger für ihre Datenblätter und Werbeprospekte in Haftung genommen, was teilweise über die o. g. Figuren überkompensiert wurde [2], [3]).

Besteht zwischen den Parteien ein Vertragsverhältnis (d. h. der Geschädigte kauft direkt beim Hersteller), muss kein gesonderter Vertragsschluss nachgewiesen werden. Dann werden in der Regel auch im Hinblick auf die Erkennbarkeit der Inanspruchnahme von Vertrauen geringere Anforderungen gestellt, (weil Vertragspartnern in der Regel mehr Rücksicht geschuldet wird als Dritten).

Besteht zwischen den Parteien kein Vertragsverhältnis (d. h. der Planer lässt sich vom Hersteller beraten und schreibt dementsprechend aus; die Kaufverträge werden dann jedoch innerhalb der Lieferkette zum Bauherrn geschlossen), muss der Geschädigte engen, einzelfallbezogenen Kontakt nachweisen, auf dessen Grundlage sich überlegenes Wissen des Herstellers und berechtigtes Vertrauen auf dessen Aussagen ergeben.

Bei Injektionsmaßnahmen mit enger Beratung der Baubeteiligten dürfte sich auf die eine oder andere Weise in der Rechtstheorie meist eine Haftung für (falsche) Ratschläge begründen lassen. Diese ist aber in der Praxis oftmals aufgrund der Beweislage nicht durchsetzbar. Hier kommt es eher darauf an, ob Tätigkeiten begleitet werden, die auch in der HOAI erfasst werden. Das heißt, wenn der Fachberater konkrete Ausführungsvorgaben macht, Bausteine für ein Leistungsverzeichnis beisteuert und (kumulativ!) auch ansonsten einen ausreichenden Überblick über die geplante Ausführung einschließlich deren Randbedingungen hat (Einzelfallprüfung), bekommt seine Leistung Planungsqualität. Dann droht ihm auch bei einem "Beratervertrag" die besonders scharfe Erfolgshaftung aus dem Werkvertragsrecht.

Aber der Fachplaner einer Injektionsmaßnahme hat selbst überlegenes Wissen; jedenfalls sollte er das haben. Deshalb sind die Anforderungen der Rechtsprechung an den Planer auch in diesem Bereich hoch. Er muss die Empfehlung bzw. Planung des Fachberaters zwingend selbst überprüfen. Er darf sich nicht blind darauf verlassen. Zudem muss er die Produktdatenblätter der eingesetzten Baustoffe prüfen.

Ergibt sich bereits daraus die Ungeeignetheit für die konkrete Baumaßnahme, wird ein Rückgriff auf den Fachberater schwierig.

Letztlich verdeutlicht sich hier, dass (ausnahmsweise) nicht der Jurist das Problem ist, sondern die oftmals ungenügende Dokumentationslage, die der in Anspruch genommene Planer zur Verfügung hat, um sich seinerseits schadlos zu halten.

Exkurs: Produktneutrale Ausschreibung

Besondere Vorsicht ist bei der Übernahme von Leistungsverzeichnisbestandteilen geboten, die von der Industrie gestellt werden, wenn der Planer im Rahmen von öffentlichen Ausschreibungen tätig ist. Es gilt das Gebot der produktneutralen Ausschreibung. Hersteller schneiden die Ausschreibungstexte aber natürlich so zu, dass sie auf ihr Produkt passen. Ein solcher Vergaberechtsverstoß wäre schwerwiegend und kann bei geförderten Projekten zu einer Rückforderung von Fördergeldern führen. Eine daraus entstehende Inanspruchnahme durch den Auftraggeber wird nicht bei dem Fachberater regressierbar sein. Dass die Ausschreibung produktneutral erfolgt, bleibt Aufgabe des beauftragten Planers.

4 Rechtssicher(er)e Gestaltung

Wichtiger als die Frage, ob und wenn ja "aus welcher Anspruchsgrundlage" man gegebenenfalls haftet, ist für die Praxis die Frage, ob und wie die Haftungsrisiken begrenzt und ein notfalls erforderlicher Rückgriff auf den Fachberater abgesichert werden kann. Dazu kommen in nachstehender Reihenfolge folgende Maßnahmen in Betracht.

4.1 Belastbare vertragliche Vereinbarungen

In der Praxis wird in der Konstellation Fachplaner zu Fachberater regelmäßig nichts verschriftlicht. Aus Sicht des Fachberaters beziehungsweise der Industrie erfolgt das natürlich aus gutem Grund, da dort der grundsätzlich nachvollziehbare Wunsch vorherrscht, keine Haftungstatbestände zu begründen.

Der Fachplaner sollte in einem kurzen Vertrag verschriftlichen, dass er das durch die Industrie zu der konkreten Baumaßnahme eingebrachte Spezialwissen als Planungsgrundlage berücksichtigt und Produktempfehlungen umsetzt. Dabei sollte auch ausdrücklich klargestellt werden, dass eine Haftungsfolge eintritt, wenn die Beratung lücken- oder fehlerhaft war. Das Ganze lässt sich durchaus auf maximal zwei DIN-A4-Seiten regeln. Dazu bedarf es keiner ausufernden Vertragsgestaltung.

Ein weiterer wichtiger Punkt – der regelmäßig übersehen wird – ist die Kommunikation mit dem eigenen Auftraggeber. Der Fachplaner sollte auch seinem Auftraggeber kommunizie-

ren, für welche speziellen Planungsbereiche er externes Wissen hinzuziehen muss. Grundsätzlich sollte jeder Auftraggeber eine transparente Kommunikation als positiv bewerten. In vielen Spezialbereichen sind die technischen Anforderungen inzwischen derart hoch, dass es schlichtweg für den einzelnen Planer unmöglich ist, diese ohne Unterstützung der Industrie abschließend zu durchdringen. Deshalb sollte auch in Richtung des eigenen Auftraggebers dokumentiert werden, welche Planungsbereiche ausgelagert werden. Dabei sollte auch klargestellt werden, dass dafür keine Haftung übernommen wird. Idealerweise wird so etwas bereits mit dem ursprünglichen Vertragsschluss geregelt. Ansonsten besteht die schwierige Aufgabe, dies zu einem späteren Zeitpunkt auf dem Wege eines Nachtrags mit dem Auftraggeber zu vereinbaren.

Unabhängig davon, wie diese Vereinbarung aussieht, wird der Planer gleichwohl in der Verantwortung bleiben, wenn er eher offensichtlich die Ungeeignetheit oder Fehlerhaftigkeit des von der Industrie empfohlenen Produktes oder Vorgehens übersieht. Es wird deshalb immer dabei bleiben, dass der Fachplaner zumindest eine summarische Prüfung seinem Auftraggeber schuldet und dabei offensichtliche Mängel in der Planung des beigezogenen Fachberaters erkennen muss. Die Gerichte werden regelmäßig auch hohe Anforderungen an diese Prüfung stellen, da insbesondere bei technisch komplexen Maßnahmen davon auszugehen ist, dass ein entsprechendes Spezialwissen bei der planenden Person vorhanden sein muss.

Hilfreich wird es auch sein, wenn der Fachplaner im Verhältnis zu seinem Auftraggeber honorartechnisch berücksichtigt, dass er die Planung nicht vollumfänglich erbringt. Hier sollten angemessene Abschläge vom Honorar vorgenommen werden, da dies im Verhältnis zum Auftraggeber manifestiert, dass die streitgegenständliche Planung von einem Dritten erstellt wurde.

Ein Honorarverzicht macht aber nur dann Sinn, wenn auf Leistungsseite unmissverständlich mit dem Auftraggeber vereinbart wird, dass für die entsprechende Planung ausschließlich der Fachberater aus der Industrie verantwortlich zeichnet.

Zusammenfassend kann festgehalten werden, dass es zwei vertragliche Ebenen gibt, die im Auge behalten werden müssen: Zwingend ist jedenfalls die Absicherung gegenüber dem Fachberater verbunden mit einer klaren vertraglichen Vereinbarung zu der Erwartungshaltung und den Rechtsfolgen.

4.2 Versicherung

Unabdingbar ist in diesem Zusammenhang ein stimmiger Versicherungsschutz. Gegebenenfalls sollte eine Abklärung über spezialisierte Makler oder sogar Rechtsanwälte in Betracht gezogen werden.

Literatur

[1] BGH, Urteil vom 19.03.1992 - III ZR 170/90 ("Spachtelmasse").
[2] BGH, Urteil vom 27. Juni 2001 - VIII ZR 227/00 ("Schachtpumpwerk").
[3] OLG Koblenz, Urteil vom 21.11.2003 - 8 U 548/03 ("Trittschalldämmung").
[4] OLG Naumburg, Urteil vom 01.10.2014 – 12 U 18/14 ("Außenverkleidung").
[5] OLG Hamm, Urteil vom 20.05.2016 – 12 U 162/15 ("Bodenleuchten").
[6] OLG Düsseldorf, Urteil vom 12.4.2018 – I-5 U 50/16 ("Kälte-Wärme-Kopplungsanlage").
[7] Gay, in BauR 2010, 1827: "Die Mängelhaftung des Baustoffherstellers" (am Ende).
[8] Hille, in BauR 2016, 411: "Die Haftung des Baustoffherstellers für fehlerhafte Produktberatung".
[9] BGH, Urteil vom 20.3.2019 – VIII ZR 213/18 ("Verpackungsmaschine").
[10] BGH, Urteil vom 8. 11. 2007 - VII ZR 183/05 ("Blockheizkraftwerk").
[11] Voit, in BeckOK BGB, 79. Ed., § 633, Rn. 11.
[12] BGH, Urteil vom 11.11.1999 – VII ZR 403/98 ("Ein Dach muss dicht sein").
[13] BGH , Urteil vom 14. 01.1999 - VII ZR 185/97.
[14] Lommatzsch/Albrecht, in GWR 2026, 383: "Reform des Produkthaftungsrechts – Rechtliche und wirtschaftliche Auswirkungen für Unternehmen"
[15] OLG Düsseldorf, Urteil vom 25.10.2013 – 22 U 27/13.
[16] Popescu, in BeckOK Bauvertragsrecht, 33. Ed., § 633 Rn. 39.
[17] Schröder, in BauR 2015, 319 "Die Dogmatik der Bedenkenanmeldung und deren Folgen"
[18] Langen, in NZBau 2015, 2, "Gesamtschuld der Planungs- und Baubeteiligten - Eine kritische Bestandsaufnahme"
[19] BGH, Urteil vom 29. 11. 1971 - VII ZR 101/70.
[20] OLG Brandenburg, Urteil vom 22.12.2015 – 4 U 26/12.
[21] Rehbein, in Glöckner/Manteufel/Rehbein, Hdb. Baurecht, 7. Aufl., Rn. 1101.
[22] Staudacher, in Thode/Thierau/Wessel, Praxishdb. Architekten- und Ingenieurrecht, 3. Aufl. § 11, Rn 110 ff.
[23] BGH, Urteil vom 27. 11. 2008 - VII ZR 206/06 ("Glasfassade").
[24] BGH, Urteil vom 28. 2. 1956 - VI ZR 354/54.
[25] OLG Düsseldorf, Urteil vom 25.10.2013 - I-22 U 27/13.
[26] Kniffka/Hannamann/Bolz, ibr-online-Kommentar Bauvertragsrecht, Stand 26.06.2026, § 631 Rn. 251.

Philipp Maroschek, Ing. B. Sc., M. Sc., MLBT, eguana GmbH, Wien (AT)
Philipp Eder, Ing., eguana GmbH, Wien (AT)
Fabian Dengg, Dipl.-Ing., eguana GmbH, Wien (AT)

BIM in der Injektionstechnik – Durchgängige digitale Workflows vom Entwurf bis zum As-Built-Modell

Laufende Injektionsparameter, Monitoringwerte, das Planungsmodell – all diese Informationen sind in komplexen Injektionsprojekten grundsätzlich verfügbar, meistens sogar in großer Menge. Doch wie lassen sie sich zusammenführen, eindeutig zuordnen und für die laufende Ausführung nutzbar machen? Der vorliegende Beitrag beschreibt einen durchgängigen digitalen Workflow, der Informationen aus unterschiedlichen Datenquellen verknüpft und den tatsächlichen Ausführungszustand kontinuierlich als As-Built-Modell abbildet. Automatisierte Schnittstellen und Plausibilitätsprüfungen ermöglichen dabei eine effiziente und qualitätsgesicherte Verarbeitung großer Datenmengen. 2D-, 3D- und zeitbasierte Darstellungen fügen Planungs-, Ausführungs- und Monitoringinformationen in einen gemeinsamen Kontext und machen Abweichungen und Zusammenhänge unmittelbar nachvollziehbar. So entsteht für alle Projektbeteiligten eine aktuelle Informationsgrundlage für Analyse, Problemerkennung und fundierte Entscheidungen.

1 Einleitung

Injektionsarbeiten stellen hohe Anforderungen an Qualität, Sicherheit und Dokumentation. Gleichzeitig fallen große Mengen heterogener Informationen aus digitalen Geräten und Anlagen, Monitoring, geologischen Beobachtungen und BIM-basierter Planung an. Diese Daten liegen in der Praxis häufig in getrennten Systemen vor und werden teilweise manuell zusammengeführt oder erst nach Abschluss der Arbeiten ausgewertet. Der Austausch erfolgt dabei überwiegend über Formate wie Excel oder CSV, die manuelle Zwischenschritte erfordern und damit Fehlerquellen begünstigen [1]. Dadurch bleiben nicht nur wichtige Informationen während der Ausführung ungenutzt, sondern unterschiedliche Datenbestände und Informationsstände bei den Projektbeteiligten erschweren auch die zeitnahe Abstimmung und damit die konsistente Bewertung komplexer Projekte [2].

Hier setzt ein durchgängiger digitaler Workflow für Injektionsmaßnahmen an. Er verbindet BIM-basierte Planung mit den Herstellungs- und Monitoringdaten aus der Ausführung. Ziel ist es, den tatsächlichen Ausführungszustand kontinuierlich mit der Planung zu verknüpfen und parallel dazu in Echtzeit ein As-Built-Modell aufzubauen, das nicht nur der gemeinsamen Dokumentation aller Beteiligten dient, sondern auch eine wirkungsvolle Entscheidungshilfe darstellt. Damit entsteht eine gemeinsame Informationsgrundlage, die nicht nur der Dokumentation dient, sondern auch die Analyse aktueller Entwicklungen und fundierte Entscheidungen unterstützt. Wie ein solcher Workflow unter realen Projektbedingungen funktioniert und welche technischen und organisatorischen Voraussetzungen dafür entscheidend sind, zeigen nachfolgende Fallbeispiele aus der Praxis.

2 Verknüpfung von Planung und Ausführung

In einem modernen Injektionsprojekt beschreiben Planungs-, Herstellungs- und Monitoringdaten denselben Injektionsprozess aus unterschiedlichen Perspektiven. Um jedoch den Erfolg eines Injektionsprozesses beurteilen zu können, sollten alle relevanten Informationen rechtzeitig, strukturiert und gesammelt bereitstehen [3], [4], [5].

BIM stellt hierfür bereits eine strukturierte und objektbezogene Planungsgrundlage bereit, in der Injektionstechnik endet die Nutzung jedoch häufig mit der Planung. Werden die während der Ausführung entstehenden Daten nicht mit dieser Struktur verknüpft, gehen räumliche Zusammenhänge, Nachvollziehbarkeit und ein wesentlicher Teil des Potenzials eines durchgängigen Workflows bis zum As-Built-Modell verloren.

3 Durchgängiger digitaler Workflow

Ein durchgängiger Workflow knüpft idealerweise an die BIM-basierte Planung an und ergänzt sie während der Ausführung um die Herstellungs- und Monitoringdaten. Diese werden räumlich, zeitlich und objektbezogen mit den Planungsinformationen verknüpft, sodass bereits während der Arbeiten ein aktualisiertes As-Built-Modell des tatsächlichen Ausführungszustandes zur Verfügung steht. Voraussetzung dafür sind eine konsistente Datenstruktur, automatisierte Datenübernahme mit Plausibilitätsprüfung sowie offene Schnittstellen zu Baustellen- und BIM-Systemen (**Bild 1**). Dabei werden Informationen des Auftraggebers, der Planung und weiterer Fachdisziplinen sowie Herstellungs- und Monitoringdaten von

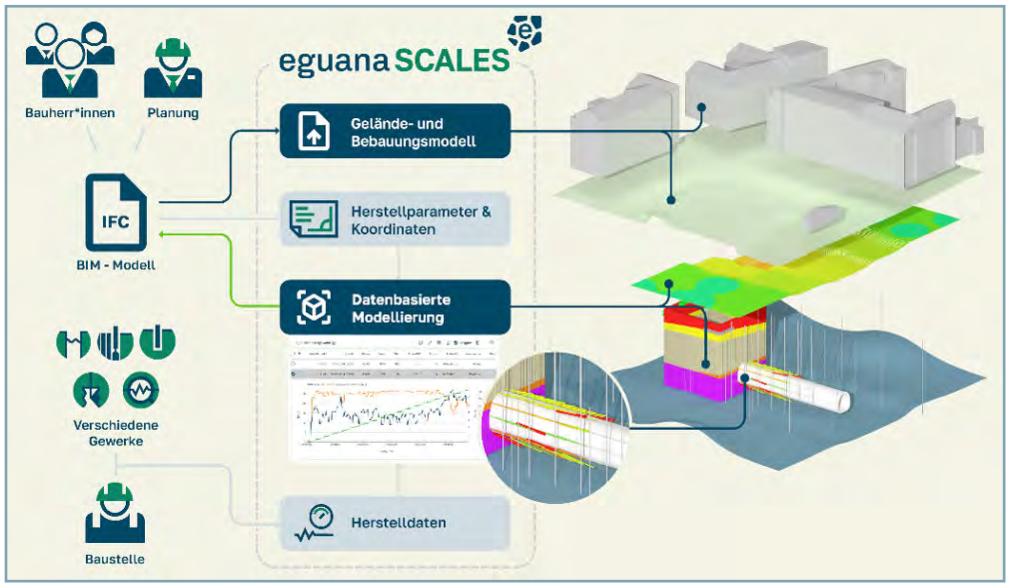


Bild 1 *Datenfluss von der Planung zum As-Built-Modell*

der Baustelle in einer zentralen Datenmanagementplattform zusammengeführt. Damit wird der digitale Workflow für Injektionsdaten [2] um die durchgängige Verbindung von Planung und Ausführung erweitert.

Maschinen, Sensoren und externe Systeme werden über Schnittstellen angebunden. Die Daten werden dadurch automatisiert übernommen, vereinheitlicht und geprüft. Anschließend werden die Herstellungs- und Monitoringdaten den jeweiligen Abschnitten, Bohrungen und Injektionsstellen zugeordnet und mit anderen Ausführungs- sowie Plandaten verknüpft. Alle Informationen stehen in Echtzeit in einem einheitlichen System zur Verfügung. Bei Bedarf können sie über offene Schnittstellen wie IFC, REST oder auch Kafka Streams für weiterführende Detailanalysen, Spezial-, ERP- und BIM-Anwendungen zur Verfügung gestellt werden.

Ein Kernelement dieses Ansatzes ist das einheitliche Objektmodell für Planung und Ausführung. Jeder Abschnitt, jedes Bohrloch und jede Injektionsstelle besitzen eine eindeutige Kennung. Jeder Datenpunkt erhält einen Zeitstempel und eine eindeutige Position im Projektkoordinatensystem. So können Planungsvorgaben, Daten aus der Ausführung und Daten aus dem Monitoring eindeutig zugeordnet und verknüpft werden. Abweichende Koordinatensysteme werden aufeinander referenziert bzw. umgerechnet, beispielsweise von WGS84 in ein lokales Projektsystem. Änderungen in Planung oder Ausführung werden durchgängig versioniert und mit Urhebenden, Datum und Kontext dokumentiert. Auf dieser Grundlage entsteht ein eigenes, kontinuierlich fortgeschriebenes As-Built-Fachmodell, das über die Objektkennung mit dem Planungsmodell verknüpft ist. Seine Parameter können über IFC in BIM-Koordinationsumgebungen zurückgeführt bzw. dort eingebunden werden.

Automatisierte Plausibilitätsprüfungen stellen sicher, dass fehlerhafte oder auffällige Daten frühzeitig erkannt werden. Abweichungen werden klassifiziert und den zuständigen Projektbeteiligten unmittelbar angezeigt. Bei besonders sensiblen Prozessen können festgelegte Grenzwertüberschreitungen darüber hinaus Benachrichtigungen an bestimmte Adressatenkreise oder nach definierten Regeln unmittelbar auch einen Eingriff in die Prozesssteuerung auslösen [6].

Offene und standardisierte Schnittstellen sind eine wesentliche Voraussetzung für einen durchgängigen Workflow. REST-APIs und Kafka Streams dienen dem systemübergreifenden Datenaustausch und ermöglichen auch Echtzeitverbindungen zu Injektionssteuerungen, Datenloggern u. v. m. Dadurch bleiben Daten unabhängig von einzelnen Softwarelösungen nutzbar und können über Planung, Ausführung und As-Built-Dokumentation hinweg weitergeführt werden.

Ein durchgängiger Workflow setzt neben der technischen Interoperabilität auch klare Rahmenbedingungen für die Zusammenarbeit voraus. Dazu gehört, möglichst vor Projektbeginn – idealerweise bereits in der Ausschreibungsphase – zu klären, welche Daten von wem bereitgestellt werden, bis wann und in welchem Intervall Daten zu übertragen sind, wer darauf zugreifen darf und wie sie genutzt werden können. Klare Vereinbarungen schaffen eine gemeinsame Grundlage für den Datenaustausch und helfen, spätere Konflikte um Zugriffs-, Nutzungs- und Verfügungsrechte zu vermeiden.

4 Ausführungsdaten im As-Built-Modell

Ein wesentliches Merkmal des integrierten Ansatzes ist, dass die unterschiedlichen Darstellungen direkt ineinandergreifen. Ingenieure und Ingenieurinnen können von der Übersicht des gesamten Baufelds in das 3D-As-Built-Modell eines bestimmten Injektionsabschnitts wechseln und von dort die zugehörigen Verläufe von Druck, Injektionsvolumen oder Monitoringgrößen bis hin zu den zugrunde liegenden Prozess- bzw. Messdaten aufrufen. Da sämtliche Darstellungen auf demselben Objektmodell basieren, bleiben die Zuordnungen erhalten, ohne dass Daten exportiert, kopiert oder neu zugeordnet werden müssen.

In der 3D-Darstellung werden die Ausführungs- und Monitoringdaten gemeinsam mit relevanten Projektinformationen wie Bestandsbauwerken, Tunneln, Bohrpfahlschächten, angrenzenden DSV-Unterfangungen oder Grundwasserständen in getrennten Ebenen dargestellt und bedarfsgerecht kombiniert (**Bild 2**). Auffälligkeiten und Abweichungen wie etwa asymmetrische Injektionsaufnahme oder verzögerte Baugrundreaktionen werden so in ihrem räumlichen Zusammenhang sichtbar und können gezielter untersucht werden.

Besonders aussagekräftig wird die konsolidierte Darstellung, wenn die Ausführungsdaten mit der Reaktion des Bau-

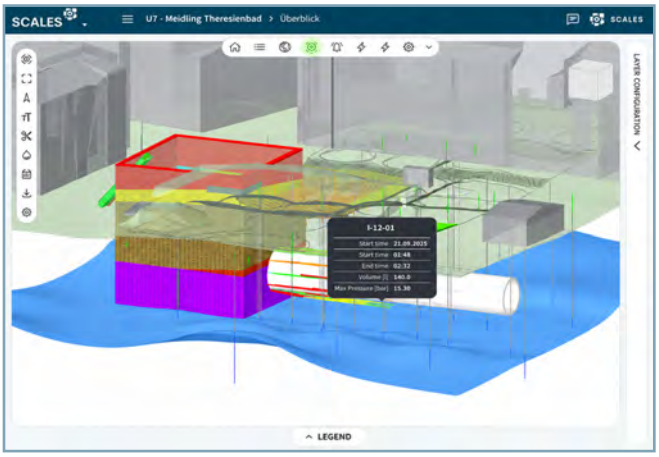


Bild 2 *Konsolidierte 3D-Ansicht von Bauwerk, Injektion und Monitoring*

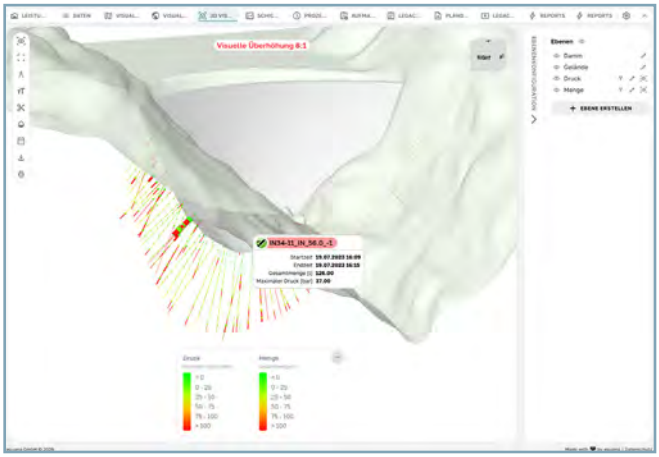


Bild 3 *3D-Darstellung eines Injektionsschleiers*

grundes bzw. des Bauwerkes räumlich und zeitlich verknüpft werden. Bei Blockfugeninjektionen lassen sich so beispielsweise Heatmaps der Injektionsaufnahme mit Zeitreihen der Fugenaufweitung kombinieren [6]. Bei Kompensationsinjektionen lassen sich Injektionsdaten, Nivellement und Gebäudemonitoring gemeinsam betrachten und unmittelbar mit der laufenden Ausführung rückkoppeln – Entscheidungen werden zeitnah getroffen und können den Ausführungsprozess noch beeinflussen [9, 10].

Das kontinuierlich aktualisierte, digitale As-Built-Modell kann über standardisierte Schnittstellen wie IFC mit der BIM-basierten Planung verknüpft werden. As-Built-Parameter können als Eigenschaften in ein BIM-Modell zurückgeführt werden. Planungsänderungen stehen umgekehrt unmittelbar für die Ausführung und Dokumentation zur Verfügung. Plan- und Ist-Daten bilden so eine gemeinsame Informationsgrundlage für Bauherrschaft, Ausführende, Planer und Planerinnen sowie die Bauüberwachung. Der gemeinsame Informationsstand schafft eine nachvollziehbare Grundlage für Entscheidungen – und damit auch für die Vermeidung späterer Missverständnisse und Konflikte. Gleichzeitig entsteht eine strukturierte Datengrundlage, welche als Ausgangsbasis für weiterführende, etwa KI-gestützte Analysen und Auswertungen dient [7].

5 Anwendung in der Praxis

5.1 Schleier- und Fugeninjektionen

Sowohl bei Neubau als auch Sanierung von Talsperren, Staumauern oder Wehranlagen kommen meist unterschiedliche Injektionstechniken zum Einsatz. Der Ausführungserfolg lässt sich dabei nicht immer allein auf Basis von Injektionsdaten beurteilen, sondern erst unter Einbeziehung der Baugrund- und Bauwerksreaktionen.

Beispielsweise übertragen Injektionsanlagen und Verformungsmessgeräte relevante Informationen wie Druck-, Volumen- und Verschiebungsdaten direkt an die Plattform. Dort werden die Daten den entsprechenden Injektionsbereichen zugeordnet, zeitliche Informationen vervollständigen das Gesamtbild. Der Ausführungszustand liegt damit bereits während der Arbeiten als As-Built-Modell in 2D, 3D (**Bild 3**) und im Zeitverlauf vor. In der 3D-Darstellung werden Injektionsmengen und -drücke geometrisch und farblich visualisiert und zur besseren Erkennbarkeit überhöht dargestellt. Aus der gemeinsamen Darstellung von Injektionsvorgang und Reaktion können beispielsweise schon geringfügige Zunahmen der Fugenaufweitung frühzeitig erkannt werden, um die Injektionsmaßnahmen direkt anzupassen. Bei besonders sensiblen Prozessen können Grenzwerte definiert werden, die einen unmittelbaren Eingriff in die Anlagensteuerung auslösen [6].

5.2 Kompensationsinjektionen

Der Erfolg von Kompensationsinjektionen setzt einen engen Informationsaustausch zwischen Injektion und Monitoring voraus, denn Verzögerungen oder Fehlkommunikation können zu Über- bzw. Unterkompensation führen. Je nach Injektions- oder Hebungsziel gilt es, eine geeignete Kombination aus betroffener Manschette, Injektionsmenge und -reihenfolge festzulegen.

Dazu laufen auf der Plattform Messwerte und Sensordaten von Gebäuden und Baugrund sowie Bohr- und Injektionsdaten der Injektionsanlage zusammen. Differenzsetzungen und Winkelverdrehungen werden fortlaufend berechnet und stehen üblicherweise umgehend nach der Messung zur Verfügung. Die Plattform ersetzt keine Fachsysteme, sondern bildet die übergeordnete Auswertungsebene über den angebundenen Fachplattformen für Vermessung und Injektionsüberwachung, deren Detailtiefe damit erhalten bleibt [10]. So werden Zusammenhänge zwischen Injektionsparametern und Verformungsentwicklung erkennbar, die in den isolierten Fachsystemen nicht ersichtlich wären.

Direkt im System können die zuständigen Ingenieure und Ingenieurinnen entsprechend den Vorgaben digitale Arbeitsanweisungen an die Injektionsanlage übertragen [9]. Die Daten der Ausführung werden wiederum automatisch zurückgeführt, auf Integrität und Plausibilität geprüft und genutzt, um Abweichungen bei Injektionsdruck und -volumen auf Ebene der einzelnen Manschetten zu erkennen. All das passiert in Echtzeit, die Ausführungsdaten schreiben zugleich das As-Built-Modell fort. Anhand der kombinierten Darstellung von eingebrachter Injektionsmenge und erreichter Hebung (**Bild 4**) bewerten ausführende Bauunternehmen, gutachterlich Beteiligte, Bauüberwachung und Auftraggebende noch während der Bohr- und Injektionsarbeiten den aktuellen Zustand und legen das weitere Vorgehen zum Erreichen der Injektions- und Hebungsziele fest. Gezeigt wird im Bild das Zusammenwirken von Tunnelvortrieb, Baugrundreaktion und Kompensationsinjektion zu drei aufeinanderfolgenden Zeit-

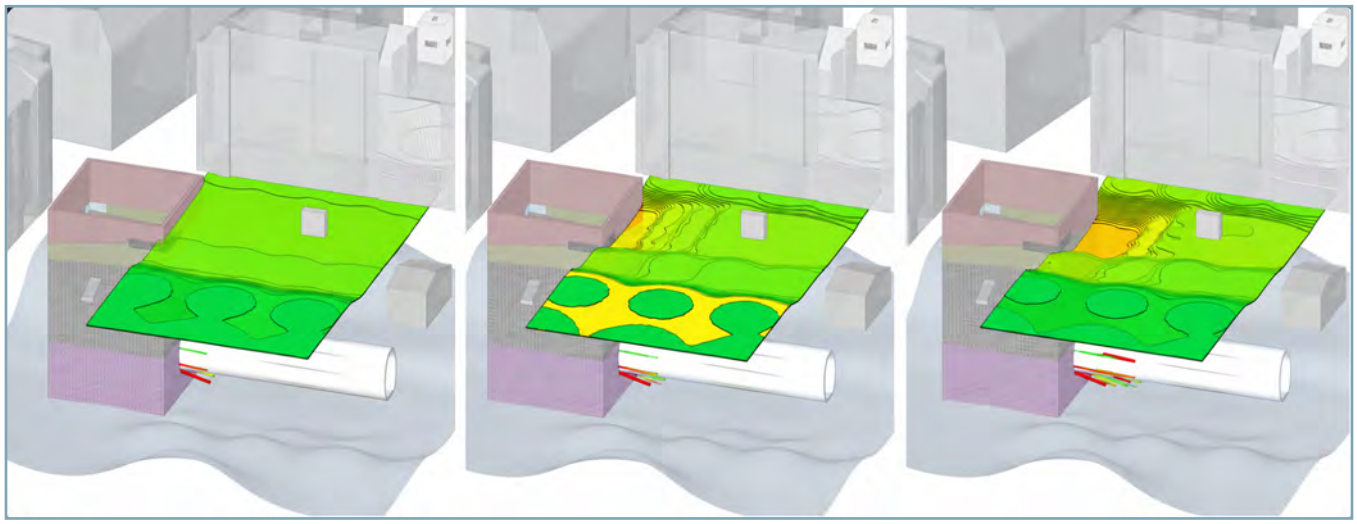


Bild 4 Zusammenwirken von Vortrieb, Baugrundreaktion und Kompensationsinjektion zu 3 aufeinanderfolgenden Zeitpunkten

punkten. Die Setzungen über der Vortriebsachse werden als Isoflächen wiedergegeben; darunter sind der fortschreitende Vortrieb und die Injektionstätigkeit entlang der Manschettenrohre abgebildet.

6 Voraussetzungen und Übertragbarkeit

Die Anwendungsbeispiele zeigen den Mehrwert eines durchgängigen Informationsflusses vom Planungsmodell über die Ausführung bis zum As-Built-Modell. Voraussetzung sind saubere Daten, eindeutige Objektbezüge, offene Schnittstellen und klar geregelte Verantwortlichkeiten. Ebenso wichtig ist es, bereits zu Projektbeginn festzulegen, welche Daten wann, von wem und in welcher Form bereitgestellt werden und wie sie im weiteren Workflow genutzt werden. Nur wenn diese Abläufe und Schnittstellen zwischen den Beteiligten klar definiert sind, kann die gemeinsame Datenbasis über den gesamten Projektverlauf effizient genutzt werden.

Plausibilitätsprüfungen können Fehler erkennen, ersetzen jedoch keine qualitätsgesicherte Datenerfassung an der Quelle sowie die fachkundige Interpretation. Da für Injektionsdaten bislang nur begrenzt herstellerunabhängige Standards bestehen, erfordert die Anbindung von Maschinen, Monitoring- und Drittsystemen häufig projekt-spezifische Integrationen. Auch eine geeignete IT-Infrastruktur und die zeitnahe Datenbereitstellung durch die beteiligten Fachdisziplinen sind wesentliche Voraussetzungen. Der wirtschaftliche Nutzen steigt insbesondere mit Umfang, Projektdauer, Komplexität, Risikopotenzial eines Projektes und Prozessmenge, da sich Einsparungen bei Datenaufbereitung und Dokumentation über den Projektverlauf kumulieren.

7 Fazit

Der vorgestellte Workflow verknüpft Planungs-, Herstellungs- und Monitoringdaten über ein konsistentes Objektmodell und bildet den dokumentierten Ausführungszustand kontinuierlich als As-Built-Modell ab. Die Anwendungsbeispiele verdeutlichen unterschiedliche Aspekte: die Verknüpfung von Ausführung und Bauwerksreaktion bei Schleier- und Fugeninjektionen sowie den geschlossenen Informationsfluss von der Vorgabe bis zur geprüften Ausführung bei Kompensationsinjektionen.

Gelingt die Verbindung über System- und Fachgrenzen hinweg, endet BIM bei Injektionsmaßnahmen nicht mit der Planung. Planungs- und Ausführungsdaten werden vielmehr zu einem durchgängigen Informationsfluss verknüpft und der tatsächliche Ausführungszustand parallel als As-Built-Modell dokumentiert. Eine gemeinsame, aktuelle Datenbasis schafft Transparenz für alle Projektbeteiligten, erleichtert die Abstimmung und reduziert den Aufwand für Datenaufbereitung und Dokumentation. Gleichzeitig stehen Informationen schneller und in ihrem jeweiligen Kontext zur Verfügung und bilden damit eine bessere Grundlage für fundierte Entscheidungen sowie effizientes Risikomanagement. Die entstehende strukturierte Datenbasis kann zugleich als Grundlage weiterführender, künftig auch KI-gestützter Auswertungen dienen.

Literatur

[1] Panko, R. R. (1998): What we know about spreadsheet errors. Journal of End User Computing, 10(2), 15–21.

[2] Ouschan, M.; Rathenböck, F.; and Winkler, L. (2019): Digital documentation and data management for grouting measures. Proceedings of the 8th Nordic Grouting Symposium (NGS 2019), Oslo, Norway.

[3] Peck, R. B. (1969): Advantages and limitations of the observational method in applied soil mechanics. Geotechnique, 19(2), 171-187.

[4] Nagel, F.; Spohr, I.; Speier, L. (2012): Observation method geotechnics — interlinking measurements and simulation. Tunnel, (3), 40–47.

[5] Spross, J.; Johansson, F.; Uotinen, L. K. T.; Rafi, J. Y. (2016): Using observational method to manage safety aspects of remedial grouting of concrete dam foundations. Geotechnical and Geological Engineering, (5), 1613–1630.

[6] Maroschek, P.; Lehner, K.; Blickenstorfer, M.; Eder, P. (2025): Innovative dam construction: data management for the injection works of the Spitallamm replacement dam. Proceedings of the Hydro 2025 Conference.

[7] Sacks, R.; Eastman, C.; Lee, G.; Teicholz, P. (2018): BIM handbook: a guide to building information modeling for owners, designers, engineers, contractors, and facility managers. Third edition, Wiley, 688.

[8] Lombardi, G.; Deere, D. (1993): Grouting design and control using the GIN principle. International Water Power and Dam Construction, Wilmington, Issue 45 (6), 15-22.

[9] Maroschek, P.; Weber, F.; Rathenböck, F., and Özkoral, F., 2023. Data-driven control of compensation grouting measures. Proceedings of the 10th Nordic Grouting Symposium (NGS 2023).

[10] Dengg, F.; Buschle, N.; Eder, P.; Wunderle, M.; Maroschek, P. (2026): Kons. Betrachtung und Analyse von Herstelldaten im Infrastrukturbau – Grundlagen, Workflows und Mehrwert in der Praxis. Baugrundtagung. (im Druck).

ABDICHTUNG
INSTANDSETZUNG
OBERFLÄCHENSCHUTZ

adicon®

Seit über 30 Jahren steht adicon® für Kompetenz und Qualität in der Bauwerksabdichtung, Betoninstandsetzung und im Oberflächenschutz. Unsere Ingenieure entwickeln technisch durchdachte und wirtschaftliche Lösungen – unsere erfahrenen Fachkräfte setzen sie präzise, zuverlässig und auf höchstem handwerklichem Niveau um.

VON DER PLANUNG BIS ZUR AUSFÜHRUNG: SICHER, NACHHALTIG UND AUS EINER HAND.






adicon ® Gesellschaft für Bauwerksabdichtungen mbH | Odenwaldstr. 74 | 63322 Rödermark | T +49(0)6074 8951-0 | info@adicon.de

Christian Lueg, Head of PR & Communications, ESET Deutschland GmbH, Jena (DE)

NIS2-Anforderungen an Bauunternehmen: Cybersicherheit, Verantwortung und Haftungsrisiken

Die zunehmende Digitalisierung von Planung, Ausführung und Projektsteuerung erhöht in der Bauwirtschaft nicht nur die Effizienz, sondern auch die Abhängigkeit von verfügbaren und unveränderten digitalen Informationen. Cyberangriffe auf Unternehmen, Projektplattformen und Lieferketten können dadurch unmittelbare Auswirkungen auf Bauabläufe und Geschäftsprozesse haben. Gleichzeitig gewinnt mit der NIS2-Richtlinie die organisatorische Verantwortung für Cybersicherheit an Bedeutung. Der vorliegende Beitrag erläutert die wesentlichen Anforderungen von NIS2 für Bauunternehmen und zeigt, warum diese auch über den unmittelbaren gesetzlichen Anwendungsbereich hinaus wirken. Behandelt werden insbesondere Risiken vernetzter Projektstrukturen, Anforderungen an technische und organisatorische Schutzmaßnahmen sowie die Verantwortung der Unternehmensleitung und mögliche Haftungsrisiken.

1 Einleitung

Montagmorgen, kurz nach sieben Uhr. Der Polier öffnet auf seinem Tablet den aktuellen Schalplan. Statt der Projektplattform erscheint lediglich eine Fehlermeldung. Wenige Minuten später ist klar: Nicht nur die Baustelle ist betroffen. Auch das Planungsbüro kann keine aktualisierten Zeichnungen bereitstellen, der Einkauf hat keinen Zugriff auf Bestellungen und die Bauleitung erreicht die digitale Projektdokumentation nicht mehr. Was zunächst wie eine technische Störung wirkt, entwickelt sich innerhalb kurzer Zeit zu einem Problem für den gesamten Bauablauf.

Solche Szenarien sind längst keine Ausnahme mehr. Cyberangriffe richten sich heute nur selten gegen einzelne Computer oder Server. Ihr Ziel sind die Geschäftsprozesse eines Unternehmens. Je stärker Planung, Ausführung und Projektsteuerung digital miteinander verknüpft sind, desto gravierender sind die Folgen, wenn diese Prozesse ausfallen oder manipuliert werden. Die Europäische Agentur für Cybersicherheit (ENISA) zählt Ransomware und Angriffe auf Lieferketten deshalb seit Jahren zu den größten Bedrohungen für Unternehmen [1], [2].

Vor diesem Hintergrund erhält die NIS2-Richtlinie eine besondere Bedeutung. Die NIS2-Richtlinie (EU) 2022/2555 ist eine europäische Richtlinie zur Stärkung der Cybersicherheit in der Europäischen Union [3], [4]. Sie ist darauf ausgerichtet, die Widerstandsfähigkeit von Unternehmen gegenüber Cyberangriffen nachhaltig zu erhöhen und damit die Funktionsfähigkeit zentraler Wirtschaftsbereiche zu sichern.

2 NIS2 und ihre Bedeutung für Bauunternehmen

Viele Bauunternehmen gehen zunächst davon aus, dass sie von NIS2 nicht betroffen sind. Schließlich richtet sich die Richtlinie unmittelbar nur an bestimmte Einrichtungen und Unternehmen definierter Branchen [3], [4], [5]. Diese Betrachtung greift jedoch zu kurz. Die eigentliche Wirkung der Richtlinie entfaltet sich entlang der gesamten Wertschöpfungskette (**Bild 1**).

Vor allem öffentliche Auftraggeber erwarten zunehmend belastbare Sicherheitskonzepte. Auch Betreiber von kritischen Infrastrukturen geben ihre Anforderungen an Dienstleister weiter. Zudem prüfen Industrieunternehmen die Informationssicherheit ihrer Projektpartner, und Cyberversicherer knüpfen den Versicherungsschutz immer häufiger an organisatorische und technische Mindeststandards. Damit beeinflusst NIS2 bereits heute den Markt – unabhängig davon, ob ein Unternehmen unmittelbar unter ihren Anwendungsbereich fällt oder nicht.

Gerade die Bauwirtschaft ist von dieser Entwicklung besonders betroffen, denn Bauprojekte leben von der Zusammenarbeit zahlreicher Beteiligter: Architekten, Tragwerksplaner, Vermessungsbüros, Fachunternehmen und Generalunternehmer greifen auf dieselben Informationen zu und arbeiten über Monate oder Jahre in gemeinsamen digitalen Umgebungen. Gleichzeitig unterscheiden sich Sicherheitsniveau und IT-Reifegrad der beteiligten Unternehmen oftmals erheblich. Genau diese Unterschiede machen Lieferketten für Angreifer attraktiv.

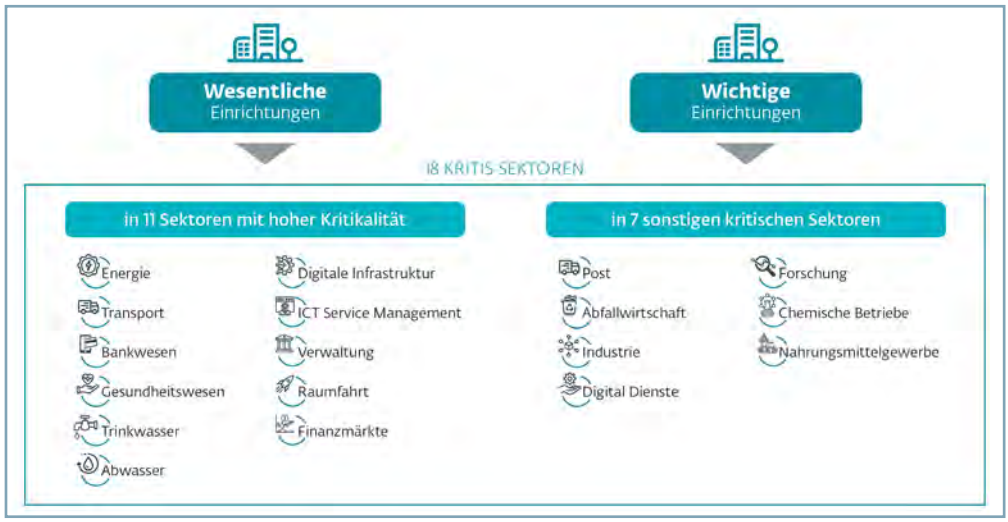


Bild 1 *Betroffene Sektoren der NIS2-Richtlinie*

Internationale Analysen zeigen, dass Cyberkriminelle immer häufiger den Weg über kleinere oder weniger gut geschützte Partner wählen, um letztlich größere Unternehmen zu erreichen [2]. Aus Sicht eines Angreifers spielt es keine Rolle, an welcher Stelle der Einstieg gelingt. Entscheidend ist allein, ob sich daraus weitere Zugänge eröffnen.

Für Bauunternehmen ergibt sich daraus eine wichtige Konsequenz. Informationssicherheit endet nicht an der eigenen Firewall. Sie umfasst ebenso die Zusammenarbeit mit Projektpartnern, externe Fernzugriffe, gemeinsam genutzte Plattformen und den Schutz digitaler Prozesse über Unternehmensgrenzen hinweg.

3 Digitalisierung und Cyberrisiken

3.1 Digitale Abhängigkeiten

Die Bauwirtschaft hat sich grundlegend verändert. Building Information Modeling (BIM), cloudbasierte Projekträume, digitale Bautagebücher und mobile Endgeräte ermöglichen eine Zusammenarbeit, die noch vor wenigen Jahren kaum vorstellbar war. Planänderungen stehen allen Beteiligten nahezu in Echtzeit zur Verfügung, Entscheidungen werden schneller getroffen und Informationen über Unternehmensgrenzen hinweg ausgetauscht. Der Preis dieser Entwicklung sind neue Abhängigkeiten.

Ein Bauprojekt funktioniert heute nur, wenn digitale Informationen jederzeit verfügbar sind. Fehlt der aktuelle Planstand, geraten Arbeitsabläufe ins Stocken. Sind Freigaben oder Projektdokumentationen nicht erreichbar, verzögern sich Entscheidungen. Fällt eine zentrale Projektplattform aus, betrifft das häufig mehrere Unternehmen gleichzeitig. Der wirtschaftliche Schaden entsteht dann weniger durch den eigentlichen Angriff als durch den Stillstand der Projektorganisation.

Professionelle Angreifer nutzen genau diese Strukturen. Sie suchen immer seltener den direkten Weg zum eigentlichen Ziel. Häufig genügt ein kompromittierter Dienstleister, ein gestohlenes Benutzerkonto oder ein unzureichend abgesicherter Fernzugang, um sich schrittweise innerhalb einer Projektumgebung auszubreiten. ENISA beschreibt dieses Vorgehen seit Jahren als eines der prägenden Merkmale moderner Cyberangriffe [1], [2].

Ein Cyberangriff muss dabei nicht zwangsläufig zur Verschlüsselung der Daten durch Ransomware führen. Bereits unbemerkte Veränderungen können erhebliche Folgen haben. Werden Maße manipuliert, Versionen vertauscht oder Freigabestände verändert, bleiben solche Eingriffe unter Umständen zunächst unentdeckt. Sichtbar werden sie häufig erst auf der Baustelle, wenn Fehler Zeit, Material und erhebliche Zusatzkosten verursachen.

Informationssicherheit bedeutet in diesem Zusammenhang deshalb weit mehr als den Schutz vor Datenverlust. Ebenso wichtig sind Integrität und Verfügbarkeit der Informationen. Alle Projektbeteiligten müssen darauf vertrauen können, dass Planstände vollständig, aktuell und unverändert sind. Genau diese Schutzziele bilden auch die Grundlage der Empfehlungen des Bundesamts für Sicherheit in der Informationstechnik (BSI) [6], [7].

3.2 Vernetzte Baustellen und neue Angriffsflächen

Nicht nur Planungsprozesse verändern sich. Auch die technische Infrastruktur auf Baustellen wird zunehmend digital. GPS-gestützte Vermessungssysteme, vernetzte Baumaschinen, Gebäudeautomation oder intelligente Energietechnik kommunizieren heute selbstverständlich mit zentralen Plattformen. Hersteller greifen per Fernwartung auf Anlagen zu, spielen Software-Updates ein oder analysieren Störungen, ohne vor Ort sein zu müssen. Diese Entwicklung steigert Effizienz und Verfügbarkeit. Gleichzeitig entstehen zusätzliche Zugangswege, die abgesichert werden müssen.

Aus der Praxis der Incident Response ist bekannt, dass Fernwartungszugänge immer wieder als Einstiegspunkt für Cyberangriffe dienen. Dies liegt nicht daran, dass die eingesetzten Lösungen grundsätzlich unsicher wären, sondern daran, dass sie häufig dauerhaft aktiviert bleiben, Berechtigungen nicht regelmäßig überprüft oder Zugangsdaten über Jahre unverändert genutzt werden [8], [1].

Hinzu kommt, dass auf Baustellen häufig unterschiedliche Hersteller und Dienstleister gleichzeitig tätig sind. Jeder bringt eigene Systeme, Werkzeuge und Wartungskonzepte mit. Dadurch entsteht eine heterogene IT-Landschaft, deren tatsächliche Angriffsfläche oft größer ist, als den Verantwortlichen bewusst ist.

Ein wirksames Sicherheitskonzept berücksichtigt deshalb nicht nur die eigene Infrastruktur, sondern auch sämtliche externen Zugriffe. Fernwartungsverbindungen sollten ausschließlich bei Bedarf aktiviert, privilegierte Konten konsequent abgesichert und sämtliche Zugriffe nachvollziehbar protokolliert werden [6], [7], [9].

3.3 Typische Angriffswege

Das Bild des technisch hochkomplexen Hackers hält sich hartnäckig; die Realität sieht häufig deutlich nüchterner aus. Professionelle Täter investieren ihre Ressourcen dort, wo der Aufwand möglichst gering und der potenzielle Gewinn möglichst hoch ist.

Deshalb beginnt ein Angriff heute oft mit einer täuschend echten E-Mail, einem gestohlenen Passwort oder einer kompromittierten Identität. Phishing zählt nach wie vor zu den erfolgreichsten Angriffsmethoden (**Bild 2**). ENISA geht davon aus, dass 60 % aller Cyberangriffe hierdurch eingeleitet werden [1]. Hinzu kommen sogenannte Infostealer – Schadprogramme, die gespeicherte Passwörter, Browserdaten oder Sitzungstoken auslesen und an ihre Betreiber übermitteln. Diese Zugangsdaten werden anschließend gehandelt oder von Ransomware-Gruppen genutzt, um gezielt in Unternehmensnetzwerke einzudringen.

Die weltweite Telemetrie des europäischen IT-Sicherheitsherstellers ESET zeigt seit Jahren dieselbe Entwicklung: Professionelle Angreifer verzichten zunehmend auf auffällige Schadsoftware. Stattdessen nutzen sie legitime Benutzerkonten und bereits vorhandene Administrationswerkzeuge. Dadurch bleiben ihre Aktivitäten häufig deutlich länger unentdeckt als klassische Malware-Kampagnen [10], [11].

Für Unternehmen verändert sich dadurch der Blick auf Cybersicherheit grundlegend. Es reicht nicht mehr aus, Schadsoftware zu blockieren. Ebenso wichtig ist es, ungewöhnliche Aktivitäten möglichst früh zu erkennen. Moderne Sicherheitsplattformen kombinieren deshalb Prävention mit kontinuierlicher Angriffserkennung. Lösungen wie Endpoint Detection and Response (EDR) oder Extended Detection and Response (XDR) analysieren das Verhalten von Endgeräten, Identitäten und Netzwerkkommunikation. Sie helfen dabei, verdächtige Muster zu erkennen, bevor aus einem einzelnen Vorfall ein größerer Sicherheitsvorfall entsteht [12].

Viele mittelständische Unternehmen verfügen allerdings nicht über ein eigenes Security Operations Center (SOC), das Warnmeldungen rund um die Uhr bewertet. Managed Detection and Response (MDR) bietet hier einen praxisnahen Ansatz. Externe Sicherheitsexperten überwachen die Umgebung kontinuierlich, bewerten sicherheitsrelevante Ereignisse und unterstützen bei der Einleitung geeigneter Gegenmaßnahmen [12].

Der eigentliche Mehrwert liegt dabei weniger in der Technologie als in der Reaktionsfähigkeit. Schließlich entscheidet über den wirtschaftlichen Schaden heute häufig nicht die Frage, ob ein Angriff stattfindet, sondern wie schnell er erkannt und eingedämmt wird. Genau diese Widerstandsfähigkeit – die Cyberresilienz – bildet den Kern der NIS2-Richtlinie und wird die Sicherheitsstrategien der kommenden Jahre nachhaltig prägen.

4 NIS2 als Managementaufgabe

4.1 Risikobasierter Managementansatz

In der öffentlichen Diskussion wird NIS2 häufig auf Meldepflichten, Bußgelder oder den Kreis der betroffenen Unternehmen reduziert. Tatsächlich verfolgt die Richtlinie jedoch einen deutlich umfassenderen Ansatz. Sie beschreibt kein starres Regelwerk, sondern einen Managementansatz für den Umgang mit Cyberrisiken. Damit unterscheidet sich NIS2 grundlegend von vielen klassischen Compliance-Vorgaben. Die Richtlinie schreibt weder den Einsatz bestimmter Sicherheitsprodukte vor noch definiert sie eine technische Mindestarchitektur. Unternehmen sollen vielmehr beurteilen können, welchen Risiken sie ausgesetzt sind und welche Maßnahmen angemessen sind, um diese Risiken zu beherrschen [3], [4], [5], [13], [14].

Gerade für die Bauwirtschaft ist dieser risikobasierte Ansatz sinnvoll. Kein Bauprojekt gleicht dem anderen. Größe, Komplexität und Digitalisierungsgrad unterscheiden sich ebenso wie die Zahl der beteiligten Unternehmen. Ein mittelständischer Hochbauer steht vor anderen Herausforderungen als

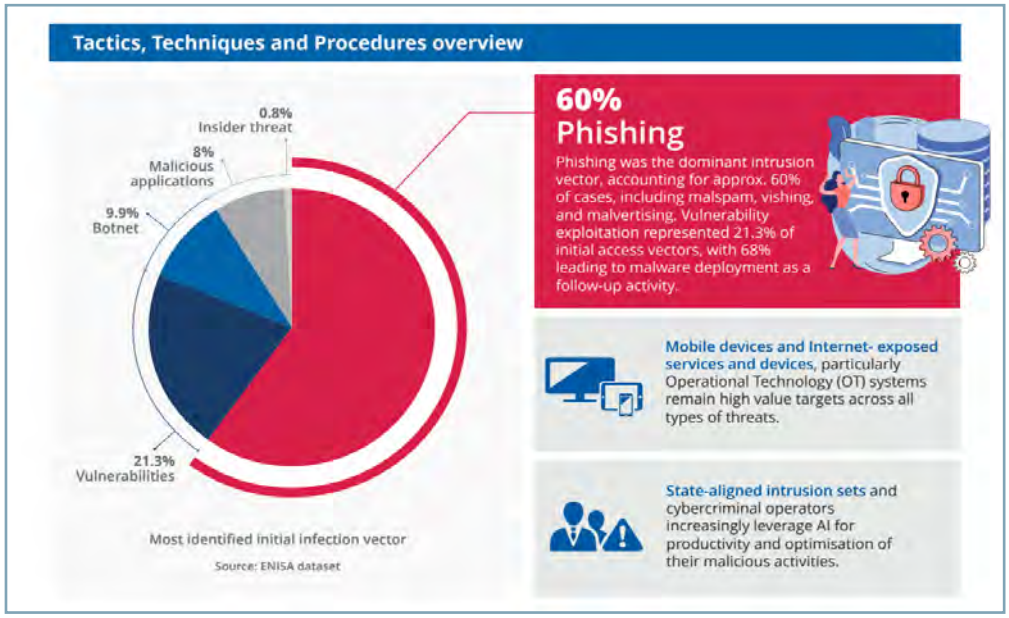


Bild 2 Häufigste Angriffsvektoren bei Cyberangriffen [ENISA]

ein Generalunternehmer im Infrastrukturbau oder ein Unternehmen, das regelmäßig für Betreiber Kritischer Infrastrukturen tätig ist. Entsprechend unterschiedlich müssen auch die Sicherheitsmaßnahmen ausfallen.

4.2 Transparenz als Grundlage der Risikobewertung

Viele Unternehmen investieren bereits seit Jahren in Cybersicherheit; Firewalls, Antivirenlösungen, Datensicherungen oder VPN-Zugänge gehören mittlerweile zum Standard. Trotzdem fällt es Verantwortlichen häufig schwer, den tatsächlichen Sicherheitsstatus des Unternehmens zu bewerten. Der Grund liegt selten in fehlender Technik, oft fehlt vielmehr der vollständige Überblick über digitale Abhängigkeiten:

- Welche Systeme sind für den Geschäftsbetrieb tatsächlich unverzichtbar?
- Welche Anwendungen würden den Baustellenbetrieb unmittelbar beeinträchtigen?
- Welche Dienstleister verfügen über privilegierte Zugriffsrechte?
- Welche Cloud-Dienste werden außerhalb der zentralen IT genutzt?

Erst wenn diese Fragen beantwortet sind, lassen sich Risiken realistisch bewerten und Investitionen sinnvoll priorisieren. Das BSI empfiehlt deshalb ausdrücklich, Informationssicherheit eng mit den Geschäftsprozessen eines Unternehmens zu verknüpfen und Risiken regelmäßig neu zu bewerten [6], [7], [9].

Gerade Bauunternehmen profitieren von diesem Ansatz. Die meisten verfügen bereits über etablierte Verfahren zur Steuerung komplexer Projekte. Informationssicherheit lässt sich in diese bestehenden Strukturen integrieren, anstatt sie als isoliertes IT-Thema zu behandeln.

4.3 Fortlaufendes Sicherheitsmanagement

In vielen Unternehmen ist die Sicherheitslandschaft über Jahre gewachsen. Nach einem Phishing-Vorfall wurde die E-Mail-Sicherheit verbessert. Nach einer Ransomware-Welle kamen zusätzliche Backup-Systeme hinzu. Später folgten Multi-Faktor-Authentifizierung oder Netzwerksegmentierung. Jede dieser Maßnahmen verbessert den Schutz. Ein schlüssiges Gesamtkonzept entsteht dadurch jedoch nicht automatisch.

Genau an dieser Stelle setzt NIS2 an. Die Richtlinie betrachtet Informationssicherheit als fortlaufenden Managementprozess. Risiken sollen regelmäßig bewertet, Verantwortlichkeiten eindeutig geregelt und Sicherheitsmaßnahmen kontinuierlich überprüft werden (**Bild 3**). Ziel ist keine möglichst umfangreiche Sammlung technischer Lösungen, sondern ein Sicherheitsniveau, das zum tatsächlichen Risiko des Unternehmens passt.

Dieser Ansatz deckt sich mit international anerkannten Standards wie ISO/IEC 27001 oder dem NIST Cybersecurity Framework. Beide verfolgen denselben Grundgedanken: Informationssicherheit ist kein Zustand, sondern ein kontinuierlicher Verbesserungsprozess [15], [16], [17].

5 Cybersicherheit als Führungsaufgabe

5.1 Verantwortung der Unternehmensleitung

Mit der NIS2-Richtlinie verändert sich nicht nur der Blick auf technische Schutzmaßnahmen. Erstmals rückt die Rolle der Unternehmensleitung ausdrücklich in den Mittelpunkt. Informationssicherheit wird damit zu einem festen Bestandteil verantwortungsvoller Unternehmensführung, vergleichbar mit Arbeitsschutz, Compliance oder dem allgemeinen Risikomanagement. Für viele Unternehmen markiert das einen deutlichen Wandel.

Lange Zeit wurde Cybersicherheit nahezu ausschließlich als Aufgabe der IT verstanden. Solange Server funktionierten, Sicherheitsupdates installiert wurden und der Virenschutz keine Auffälligkeiten meldete, bestand aus Sicht der Geschäftsleitung häufig kein unmittelbarer Handlungsbedarf. Diese Sichtweise wird den heutigen Risiken jedoch nicht mehr gerecht.

NIS2 verpflichtet die Leitungsorgane ausdrücklich dazu, sich mit Cyberrisiken auseinanderzusetzen, angemessene Sicherheitsmaßnahmen zu implementieren und deren Umsetzung zu überwachen [3], [5], [13]. Dabei geht es nicht darum, dass Geschäftsführer technische Spezialisten werden. Ihre Aufgabe besteht vielmehr darin, Informationssicherheit in die Unternehmenssteuerung einzubinden. Wer Investitionen freigibt, über Digitalisierungsprojekte entscheidet oder strategische Partnerschaften eingeht, beeinflusst somit zwangsläufig auch das Cyberrisiko des Unternehmens.



Bild 3 Zehn Handlungsfelder zur NIS2-Umsetzung

5.2 Haftungsrisiken

Mit dieser Verantwortung rückt zwangsläufig auch die Haftung stärker in den Fokus. Nach einem Cyberangriff wird künftig nicht mehr ausschließlich gefragt werden, welche technische Schwachstelle ausgenutzt wurde. Ebenso relevant wird die Frage sein, ob bekannte Risiken angemessen bewertet wurden und ob das Unternehmen geeignete organisatorische Maßnahmen getroffen hat [3], [5]. Dabei geht es weniger um einzelne technische Entscheidungen als um nachvollziehbare Prozesse:

- Existiert eine aktuelle Risikoanalyse?
- Sind Verantwortlichkeiten eindeutig geregelt?
- Werden Sicherheitsmaßnahmen regelmäßig überprüft?
- Gibt es Verfahren für den Umgang mit Sicherheitsvorfällen?
- Sind Notfallpläne vorhanden und wurden sie regelmäßig erprobt?

Diese Fragen lassen sich nicht erst beantworten, wenn ein Sicherheitsvorfall eingetreten ist. Sie müssen Bestandteil der alltäglichen Unternehmensorganisation sein.

5.3 Informationssicherheit als Wettbewerbsfaktor

Noch vor wenigen Jahren wurde Cybersicherheit häufig als Kostenfaktor betrachtet. Diese Sicht verändert sich zunehmend. Immer mehr Auftraggeber verlangen Nachweise über organisatorische und technische Sicherheitsmaßnahmen. Betreiber kritischer Infrastrukturen geben ihre Anforderungen an Dienstleister weiter. Cyberversicherer prüfen vor Vertragsabschluss den Sicherheitsreifegrad eines Unternehmens und große Auftraggeber erwarten nachvollziehbare Konzepte für den Schutz sensibler Projektinformationen.

Informationssicherheit entwickelt sich damit schrittweise zu einem Qualitätsmerkmal. Für Bauunternehmen eröffnet sich daraus eine Chance. Wer seine Sicherheitsprozesse frühzeitig professionalisiert, reduziert nicht nur Risiken. Gleichzeitig verbessert sich die Position bei Ausschreibungen, das Vertrauen bestehender Auftraggeber wird gestärkt und eine belastbare Grundlage für zukünftige Digitalisierungsprojekte geschaffen.

6 Umsetzung als Sicherheitsstrategie

6.1 Anforderungen an das Sicherheitsniveau

Mit der Umsetzung der NIS2-Richtlinie wird für viele Unternehmen eine Frage in den Mittelpunkt rücken: Wann gilt Informationssicherheit eigentlich als ausreichend? Eine allgemeingültige Antwort darauf gibt es bewusst nicht. Die Bedrohungslage verändert sich kontinuierlich, ebenso wie Geschäftsmodelle, digitale Prozesse und Angriffsmethoden. Sicherheit bleibt deshalb immer eine Momentaufnahme [8], [1], [10].

Informationssicherheit ist kein Projekt mit einem definierten Enddatum. Sie ist ein kontinuierlicher Prozess. Neue Software, zusätzliche Cloud-Dienste, wechselnde Projektpartner oder veränderte Geschäftsabläufe verändern das Risikoprofil eines Unternehmens fortlaufend. Sicherheitsmaßnahmen müssen deshalb regelmäßig überprüft und an neue Rahmenbedingungen angepasst werden.

6.2 Stand der Technik

Ob auf europäischer Ebene oder im deutschsprachigen Raum: Ein Großteil der relevanten Gesetze zur Informationssicherheit beinhaltet den Stand der Technik als sogenannten „unbestimmten Rechtsbegriff". Dessen Verwendung ist üblich und sinnvoll, weil sich damit das Gesetz auf eine abstrakte Regelung beschränkt, die für eine Vielzahl von Fällen Geltung beanspruchen kann.

Die gesetzliche Anforderung „Stand der Technik" legt ein Qualitätsniveau fest und orientiert sich dabei an den aktuellen technischen Entwicklungen (Bild 4). Fordert das Gesetz die Einhaltung des Standes der Technik, muss fortlaufend neu investiert werden und jeweils die am Markt verfügbare IT-Sicherheitsmaßnahme beschafft und eingesetzt werden, die die Erreichung eines hohen Schutzniveaus für die IT-Sicherheit voraussichtlich als gesichert erscheinen lässt [5].



Bild 4 Stand der Technik in der Drei-Stufen-Theorie

6.3 Cybersicherheit als Teil der Unternehmenskultur

Technische Maßnahmen bilden die Grundlage jeder Sicherheitsstrategie. Dauerhaft wirksam werden sie jedoch erst, wenn Informationssicherheit im Unternehmen selbstverständlich gelebt wird. Dazu gehört, Sicherheitsaspekte bereits bei neuen Projekten mitzudenken. Ebenso wichtig ist eine Unternehmenskultur, in der verdächtige Beobachtungen ohne Angst vor Schuldzuweisungen gemeldet werden können. Mitarbeiter sollten wissen, an wen sie sich im Verdachtsfall wenden können und warum ihre Aufmerksamkeit ein wesentlicher Bestandteil der Unternehmenssicherheit ist.

Sicherheitsbewusstsein lässt sich nicht verordnen. Es entsteht durch klare Verantwortlichkeiten, nachvollziehbare Prozesse und eine Führung, die Informationssicherheit als selbstverständlichen Bestandteil professioneller Projektarbeit versteht [7], [9], [18].

7 Fazit

Die Bauwirtschaft steht vor einer Entwicklung, die weit über die Umsetzung einer europäischen Richtlinie hinausgeht. Digitalisierung, cloudbasierte Zusammenarbeit und vernetzteBaustellen verändern nicht nur Planungs- und Bauprozesse. Sie verändern auch die Art und Weise, wie Unternehmen Risiken bewerten und steuern müssen.

Genau hier setzt die NIS2-Richtlinie an. Sie verfolgt keinen rein technischen Ansatz und fordert auch keine bestimmten Sicherheitsprodukte. Ihr Ziel ist es, Unternehmen in die Lage zu versetzen, Cyberrisiken systematisch zu erkennen, zu bewerten und angemessen zu steuern. Informationssicherheit wird damit zu einem Bestandteil verantwortungsvoller Unternehmensführung. NIS2 ist damit kein reines IT-Projekt, sondern eine unternehmerische Aufgabe.

Gerade für Bauunternehmen eröffnet dieser Ansatz die Chance, bestehende Managementstrukturen sinnvoll zu erweitern. Projektmanagement, Qualitätsmanagement oder Arbeitsschutz folgen seit jeher dem Grundsatz, Risiken frühzeitig zu erkennen und geeignete Maßnahmen einzuleiten. NIS2 überträgt dieses Prinzip auf die digitale Welt.

Für die Bauwirtschaft dürfte genau dieser Gedanke langfristig der wichtigste Impuls sein. Wer Informationssicherheit als kontinuierliche Führungsaufgabe versteht, schafft die Grundlage dafür, Digitalisierung sicher, wirtschaftlich und nachhaltig zu gestalten. Das ist letztlich keine Frage regulatorischer Pflichten, sondern Ausdruck professioneller Unternehmensführung.

Literatur

[1] ENISA Threat Landscape 2025. https://www.enisa.europa.eu/publications/enisa-threat-landscape-2025

[2] ENISA Threat Landscape for Supply Chain Attacks. https://www.enisa.europa.eu/publications/threat-landscape-for-supply-chain-attacks

[3] Europäisches Parlament und Rat der Europäischen Union (2022): Richtlinie (EU) 2022/2555 des Europäischen Parlaments und des Rates vom 14. Dezember 2022 über Maßnahmen für ein hohes gemeinsames Cybersicherheitsniveau in der Union (NIS2). https://eur-lex.europa.eu/eli/dir/2022/2555/oj

[4] Europäische Kommission: NIS2 Directive – Cybersecurity across the EU. https://digital-strategy.ec.europa.eu/en/policies/nis2-directive

[5] Bund: Gesetz zur Umsetzung der NIS2-Richtlinie https://www.recht.bund.de/bgbl/1/2025/301/VO.html

[6] BSI: IT-Grundschutz-Kompendium. https://www.bsi.bund.de/grundschutz

[7] BSI-Standard 200-1 – Managementsysteme für Informationssicherheit (ISMS). https://www.bsi.bund.de

[8] BSI: Die Lage der IT-Sicherheit in Deutschland 2024. https://www.bsi.bund.de

[9] BSI-Standard 200-2 – IT-Grundschutz-Methodik. https://www.bsi.bund.de

[10] ESET Threat Report. https://www.eset.com/int/business/threat-reports/

[11] ESET Research / WeLiveSecurity. https://www.welivesecurity.com

[12] ESET Business – Extended Detection and Response (XDR), Managed Detection and Response (MDR) und Zero Trust. https://www.eset.com/de/business/

[13] ENISA – NIS2 Resources and Guidance. https://www.enisa.europa.eu/topics/nis2

[14] ESET Deutschland: Whitepaper „NIS2 – Der Countdown läuft". https://www.eset.com/de/business/nis2/

[15] National Institute of Standards and Technology (NIST): Cybersecurity Framework 2.0. https://www.nist.gov/cyberframework

[16] ISO/IEC 27001:2022 – Information Security Management Systems. https://www.iso.org/isoiec-27001-information-security.html

[17] ISO/IEC 27002:2022 – Information Security Controls. https://www.iso.org

[18] Allianz für Cybersicherheit. https://www.allianz-fuer-cybersicherheit.de

Bauwerksinjektionen II

Jakob de Hesselle, M. Sc., IBE-Ingenieure GmbH + Co. KG, Bauwerksabdichtung, Hennef (DE)
Jörg de Hesselle, Dipl.-Ing., IBE-Ingenieure GmbH + Co. KG, Bauwerksabdichtung, Hennef (DE)

Nachträgliche Abdichtung eines Kellergeschosses in Hamburg durch vollflächige Schleierinjektion

Ein Hamburger Einkaufscenter war im Kellergeschoss von erheblichen Wassereintritten über die Bodenplatte sowie den Boden-Wand-Anschluss betroffen. Da unter der Bodenplatte aufgrund mehrfacher Umnutzungen und Umbauten keine funktionierende Abdichtung mehr vorhanden war, musste eine nachträgliche Abdichtung eingebaut werden. Der vorliegende Beitrag stellt die systematische Bauwerksuntersuchung zur Ermittlung der Bauteilgeometrie und -beschaffenheit sowie die Entwicklung des Sanierungskonzepts vor. Im Mittelpunkt steht die Ausführung einer vollflächigen Schleierinjektion mit Acrylatgel auf einer Fläche von rund 700 m². Anhand des Praxisbeispiels werden Planung, Ausführung und die bisherigen Ergebnisse der Abdichtungsmaßnahme anschaulich dargestellt.

1 Bauwerk

Ein mehrgeschossiges Geschäftshaus in der Hamburger Altstadt weist im Kellergeschoss erhebliche Wassereintritte auf. Dort befinden sich vor allem Technikräume, Lagerflächen der Mieteinheiten sowie Räumlichkeiten der Gebäudewirtschaft. Das Bauwerk ist an mehrere Einzelhändler vermietet. Zu den zentralen haustechnischen Funktionsräumen zählen der Maschinenraum, Heizraum, Müllraum, Sanitärraum, ein Zähler- und Telekommunikationsraum, Batterieraum, Generatorraum sowie Räume für die Gebäude- und Druckbelüftung.

Das Bauwerk wurde im frühen 20. Jahrhundert errichtet. Die Grundfläche des Gebäudes beträgt etwa 730 m². Die Außenwände sind aus Beton und Mauerwerk gefertigt, während die Innenwände überwiegend aus Mauerwerk bestehen. Die Gründung besteht aus Bodenplatten in Beton- bzw. Stahlbetonbauweise, welche teilweise zwischen den Einzel- und Streifenfundamenten eingebaut wurden.

2 Ist-Zustand

Im Rahmen einer umfangreichen Bauwerksuntersuchung im Jahr 2025 wurde der damalige Zustand des Bauwerks dokumentiert. Während einer Sichtprüfung wurden dabei verschiedene Schäden festgestellt. An den Bodenflächen zeigten sich deutliche Spuren von Wassereintritt durch die Bodenplatte sowie durch Risse. Verfärbungen, Rost- und Salzablagerungen waren sichtbar, und es gab Abplatzungen sowie Fehlstellen in der Beschichtung und der Betonoberfläche. In den Wandbereichen trat Wasser vor allem im Boden-Wand-Anschluss ein. Zudem waren abblätternde Farbe und Putz zu erkennen, und es gab Feuchte- sowie Schimmelpilzspuren, insbesondere im Übergang zwischen Boden und Wand (**Bild 1** und **Bild 2**).

Als mögliche Schadensursachen wurden drückendes Wasser oder zeitweise aufstauendes Sickerwasser identifiziert. Zudem wiesen die Bodenplatten Risse auf und es fehlte sowohl



Bild 1 *Schäden im Boden-Wand-Bereich*

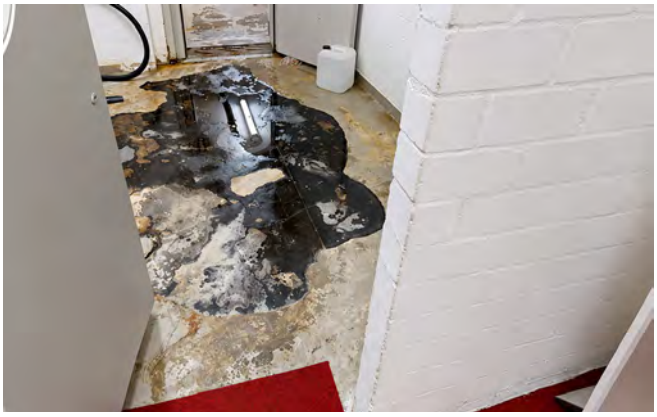


Bild 2 *Wassereintritt über die Bodenplatte*

eine Abdichtung der Bodenplatte als auch eine Horizontalsperre im Bereich der aufgehenden Bauteile. Auch der Boden-Wand-Anschluss war fehlerhaft ausgeführt.

3 Bauwerksuntersuchung

3.1 Bohrkernentnahme und Erkenntnisse

Um den Aufbau der Bodenplatte und der Außenwände zu bestimmen, wurden insgesamt 26 Kernbohrungen im Kellergeschoss durchgeführt (Bild 3). Davon waren 18 senkrechte Kernbohrungen durch die gesamte Bodenplatte sowie fünf oberflächennahe Kernbohrungen bis zu einer Tiefe von 30 cm. Zusätzlich wurden drei waagerechte Kernbohrungen in den Wänden angefertigt. Alle entnommenen Bohrkerne wurden schriftlich und fotografisch dokumentiert. Nach Abschluss der Arbeiten wurden die Bohrlöcher wasserdicht durch die Injektion eines Acrylatgels verschlossen.

Die Analyse der Bohrkerne ergab, dass die Bauteildicke der Bodenplatte zwischen 40 und 125 cm variierte. Dabei zeigte sich, dass nur in Teilbereichen eine Abdichtungslage unter dem Beton vorhanden war. Lediglich an zwei Bohrkernen der Bodenplatte und einem Bohrkern der Wand wurde eine Abdichtungsschicht nachgewiesen. Daraus ließ sich schließen, dass im Großteil des Kellergeschosses weder die Bodenplatten noch die Außenwände über eine Abdichtung verfügten. Zusätzlich fiel auf, dass die Länge der entnommenen Bohrkerne in vielen Fällen nicht der tatsächlichen Bohrtiefe entsprach. Dies deutete auf das Vorhandensein minderfester Schichten im Aufbau hin, die bei der Entnahme der Kerne zerfielen (Bild 4).

Auf Grundlage der durchgeführten umfangreichen Bauwerksuntersuchungen konnte die Planung der Abdichtungsarbeiten erfolgen. Insbesondere die erforderlichen Bohrlängen und das Gefüge der Bodenplatte und der Wandbereiche waren wichtige Parameter. Die gewonnenen Erkenntnisse trugen auch maßgeblich zur Kostensicherheit bei. Bei Maßnahmen mit rasterartigen Injektionsarbeiten sind die Bohrtiefen und die Materialmenge des Injektionsstoffes maßgeblich für die anfallenden Kosten.

3.2 Statische Beurteilung

In der Planungsphase wurde ein Tragwerksplaner eingeschaltet, um mehrere offene Fragestellungen zu klären. Insbesondere ging es um die Art der Gründung sowie die Auftriebssicherheit des Bauwerks.

Ein Fundamentplan aus dem Jahr 1951 zeigte, dass der Großteil des Kellers auf einer etwa 80 cm dicken Sohlplatte gegründet ist. Schnitte aus demselben Jahr legten nahe, dass bestimmte Bereiche eine abweichende Gründung aufwiesen. Die im Vorfeld durchgeführte Bauwerksuntersuchung einschließlich der Bohrkernentnahme in Sohle und Wand des Bestandsgebäudes bestätigte diese Annahmen allerdings nur teilweise.



Bild 3 Exemplarischer entnommener Bohrkern



Bild 4 Zerfallener Bohrkern aus einer minderfesten Schicht

Die wandnahen Bohrungen offenbarten Schichten aus Beton und Ziegelstein, die möglicherweise durch Fundamente beeinflusst waren. Aus diesem Grund wurden zusätzliche Bohrungen in den Raummitten durchgeführt. Die Sohlplatte setzte sich aus verschiedenen Baustoffen zusammen. Neben Beton wurden auch Ziegelsteine unter dem Estrich gefunden.

Da unter der Sohlplatte eine geschlossene abdichtende Schicht entstehen sollte, konnte drückendes Wasser nicht mehr durch die Sohle in das Gebäude eindringen, sondern übte stattdessen Druck auf die Sohlplatte aus. Die zu erwartenden Bemessungswasserstände wurden anhand des Baugrundgutachtens des Nachbargrundstücks abgeschätzt. Allerdings bestand eine gewisse Unschärfe, da keine eigenen Untersuchungen auf dem Grundstück durchgeführt wurden und eine Inhomogenität des Baugrunds nicht ausgeschlossen werden konnte.

Trotz dieser Unsicherheiten ließen sich aus der langjährigen Existenz des Gebäudes (etwa 100 Jahre) und der bisher durchlässigen Sohle logische Rückschlüsse ziehen. Das Kellergeschoss wurde als Lager genutzt, und selbst bei drückendem Wasser kam es bisher maximal zu Pfützenbildung auf dem Boden.

Unter diesen Voraussetzungen konnte davon ausgegangen werden, dass der höchste Wasserstand der letzten Jahre unter der Oberkante Fertigfußboden gelegen hatte oder die Bodenplatte bereits in wesentlichen Bereichen eine dichtende Funktion aufwies. In jedem Fall wurden keine signifikanten Auflasten durch eintretendes Wasser auf der Bodenplatte erreicht. Da die Sohle aus Beton und Ziegeln besteht – Materialien mit etwa der doppelten Wichte von Wasser – ist ein Aufschwimmen der Bodenplatte auch in Zukunft nicht zu erwarten.

Auf Grundlage der Bauwerksuntersuchung stellte der Tragwerksplaner fest, dass die Injektionsmaßnahme für die Gesamttragfähigkeit des Gebäudes unkritisch war. Lokale Schäden wie Rissbildungen in der Bodenplatte konnten jedoch nicht ausgeschlossen werden, wobei Bereiche mit geringer Bodenplattendicke gesondert zu betrachten waren. Aufgrund der inhomogenen Ausbildung der Bodenplatte konnte eine Ausbreitung des Injektionsmaterials innerhalb der Platte nicht ausgeschlossen werden. Ein Aufschwimmen der Bodenplatte in der Zukunft galt jedoch als unwahrscheinlich.

4 Abdichtungsplanung

Die Planung umfasste die Bearbeitung der gesamten Boden- und Außenwandfläche. Sie basierte auf den bis dahin bekannten Informationen zum Bauwerkszustand und beinhaltete ausschließlich die technisch notwendigen Instandsetzungsarbeiten, um den Wassereintritt in das Kellergeschoss dauerhaft zu minimieren.

Die Planung setzte voraus, dass die vollumfängliche Zugänglichkeit zu allen Räumlichkeiten gegeben war und die Wand- sowie Bodenbereiche vollflächig bearbeitet werden konnten. Um diesen Zustand herzustellen, waren umfangreiche Demontagearbeiten im Vorfeld der Instandsetzungsmaßnahme erforderlich. Die Lagerräume und Gewerbeflächen mussten vollständig geräumt werden, um eine fachgerechte Bearbeitung der Boden- und Wandflächen zu ermöglichen. Große Teile der technischen Gebäudeausrüstung mussten vor Beginn der Arbeiten temporär umgebaut werden. Falls keine Zugänglichkeit zu bestimmten Wand- und Bodenbereichen hergestellt werden konnte, konnte die Ausführung sowie die Wirksamkeit der geplanten Abdichtungsmaßnahmen beeinträchtigt werden.

Zusätzlich war zu beachten, dass durch die Instandsetzungsmaßnahme – insbesondere bei den Abtrags- und Bohrarbeiten sowie den anschließenden Injektions- und Beschichtungsarbeiten – mit Emissionen in Form von Lärm, Staub, bauzeitlichem Wassereintrag und Geruchsbelastung zu rechnen war.

4.1 Soll-Zustand

Ziel der Instandsetzung war die Wiederherstellung der Gebrauchstauglichkeit. Hierzu sollte der Wassereintritt in das Bauwerk dauerhaft gegen null reduziert und damit eine uneingeschränkte Nutzung der Kellerräume ermöglicht werden.

4.2 Abbrucharbeiten

Der Estrich – ob als Verbundestrich oder schwimmender Estrich – inklusive Bodenbelag aus Fliesen oder Kunststoff sowie aller Zwischen- und Ausgleichsschichten musste zurückgebaut werden. Die Ausführung erfolgte nach Anweisung des Fachplaners vor Ort. Dabei kamen staubarme Abbruchverfahren zum Einsatz, die in Nachtarbeit durchgeführt wurden.

4.3 Bohrarbeiten

Alle Bohrungen wurden im Kernbohrverfahren hergestellt. Die Kernbohrungen hatten einen Durchmesser von 20 mm und wurden in verschiedenen Tiefen und Bohrwinkeln gemäß dem Raumbuch angefertigt. Die Kernbohrarbeiten durften ausschließlich mit handgeführten Kernbohrgeräten durchgeführt werden, sodass keine Fixierung des Geräts am Untergrund (Bodenplatte oder Außenwand) notwendig war.

Die Bohrungen in der Bodenplatte und den Außenwänden wurden in einem Raster von 40 cm angefertigt. Das Bohrraster begann und endete maximal 10 cm vom aufgehenden Bauteil entfernt. Notwendige Abweichungen vom geplanten Bohrraster waren möglich, mussten aber vom Fachplaner vor Ort freigegeben werden.

4.4 Injektionsmaßnahmen

1. Schleierinjektion unterhalb der Bodenplatte.
Im Bereich unterhalb der Bodenplatte wurde eine Schleierinjektion durchgeführt. Pro Bohrung wurde der Injektionsaufwand in Litern Acrylatgel angegeben. Die Injektion erfolgte stufenweise, mit dem Ziel, einen vollflächigen und abdichtenden Gel-Schleier unterhalb der Bodenplatte zu applizieren.

2. Schleierinjektion an Hindernissen und in Eckbereichen.
In Bereichen mit Hindernissen oder Innenwänden mit einer Dicke von mehr als 30 cm wurden die Bohrungen im Winkel hergestellt, um ein Injektionsraster von 40 cm an der Austrittsseite des Bauteils zu gewährleisten. Die Bohrungen wurden in verschiedenen Winkeln entsprechend der Bauteilgeometrie und nach Anweisungen des Fachplaners vor Ort ausgeführt. Pro Bohrung wurde der Injektionsaufwand in Liter Acrylatgel angegeben. Auch hier erfolgte die Injektion stufenweise, um einen vollflächigen und abdichtenden Gel-Schleier unterhalb der Bodenplatte zu erzeugen.

3. Konstruktions- und Schleierinjektion der Außenwände.
Im Bereich der Außenwände wurde zunächst eine Konstruktionsinjektion durchgeführt. Die Bohrungen wurden horizontal angefertigt und endeten bei etwa 75 % der Bauteildicke. Die Injektion erfolgte stufenweise, mit dem Ziel, Hohlräume, Risse und Kapillaren im Bauteil zu füllen. Anschließend wurde an der Außenseite der Außenwände stufenweise eine Schleierinjektion durchgeführt, um dort einen vollflächigen und abdichtenden Gel-Schleier auszubilden.

4. Feinzementinjektion der Bodenplatte.
Im Rahmen der anfänglichen Bohrarbeiten wurde festgestellt, dass innerhalb der Bodenplatte erhebliche Hohlräume und Klüfte vorhanden waren. Zum Zeitpunkt der Arbeiten waren diese mit Wasser gefüllt. Um das Wasser aus der Bodenplatte zu entfernen, wurden die entsprechenden Bereiche mit Feinzement injiziert. Dabei wurde festgestellt, dass das vorhandene Wasser in Richtung der benachbarten Bohrlöcher verdrängt wurde. Anschließend wurden die Bereiche wie geplant mit einem lageversetzten Bohrraster mit Acrylatgel nachinjiziert.

4.5 Bauabschnitte

Die Bearbeitung des Kellergeschosses musste aufgrund der Nutzung in verschiedene Bauabschnitte unterteilt werden. Die Herausforderung bestand darin, dass die Zugänglichkeit zu bestimmten Räumen und Bereichen des Kellers stets erhalten bleiben musste. Die Arbeiten fanden in enger Abstimmung mit den Mietern und der Gebäudewirtschaft statt, um die Nutzung des Gebäudes während der Maßnahmen zu gewährleisten.

5 Stand der Arbeiten und Ausblick

Die Ausführung der Arbeiten startete im Juni 2026. Bis zur Erstellung dieses Manuskripts im August 2026 wurde bereits eine Bodenfläche von etwa 200 m² bearbeitet. Infolge der Injektionsarbeiten konnte die rasche Abtrocknung der zuvor nassen Kellerräume festgestellt werden. Weiterhin war zu beobachten, dass infolge der Injektionsarbeiten das Wasser im Bereich der Bodenplatte erfolgreich ver-

drängt wurde und an benachbarten Bohrungen in noch nicht injizierten Bereichen austrat. Dies bestätigt die vollständige Ausbildung des Gel-Schleiers an der Außenseite der Bodenplatte und den äußeren aufgehenden Bauteilen.

Gemäß Planung umfasst die Maßnahme etwa 7.000 Bohrlöcher mit einer Gesamtbohrlänge von rund 5.600 m. Der geplante Verbrauch an Acrylatgel beträgt etwa 35 t; für die Ausführung ist eine Bauzeit von etwa 15 Monaten vor gesehen.

6 Fazit

Durch die vollflächige Gelschleierinjektion der Bodenplatte und der Kelleraußenwände in Verbindung mit der Konstruktionsinjektion der Kelleraußenwände im Sockelbereich soll ein dauerhaft in sich geschlossenes Abdichtungssystem hergestellt werden. Damit soll der Eintrag von Wasser in das Bauwerk gegen null reduziert und die Gebrauchstauglichkeit der Kellerräume wiederhergestellt werden.





IT-Sicherheit ist Vertrauenssache

Gehen Sie keine Kompromisse ein:
Schützen Sie Ihre Organisation mit
ESET Technologien aus der Europäischen Union

ESET® Cybersecurity
Progress. Protected.

eset.de/eu

Christian Rhein, M. Sc., STUVA e. V., Köln (DE)
Götz Vollmann, Dr.-Ing., Ruhr-Universität Bochum, Bochum (DE)
Markus Thewes, Prof. Dr.-Ing., Ruhr-Universität Bochum, Bochum (DE)

Vergleich der Verpressmengen bei Firstspaltverpressung, Blockhinterlegung und Nachverpressung in druckwasserhaltenden Verkehrstunneln

Zweischalige Verkehrstunnel werden in der Regel mit Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) abgedichtet. Da die Dichtigkeit oft nicht auf Anhieb erreicht wird, sind häufig Nachverpressungen erforderlich. Als Ursache wird diskutiert, dass die KDB gegen die raue Innenschale gepresst und so beschädigt wird. Die planmäßige Blockhinterlegung (PBH) soll zur Vorbeugung ein ebenes Widerlager für die KDB schaffen. Die Novellierung der Regelwerke und Ansatz der PBH als Regelbauweise werden kontrovers diskutiert. Im Fokus stehen dabei neben der technischen Machbarkeit nicht zuletzt Vorbehalte gegenüber möglicherweise gesteigertem Materialverbrauch. Der vorliegende Beitrag untersucht anhand der Verpressmengen aus PBH, Firstspaltverpressung (FSV) und Nachverpressung, ob sich diese maßgeblich verfahrensbedingt oder projektspezifisch unterscheiden. Es zeigen sich deutliche projektspezifische Unterschiede, selbst in baugleichen Röhren, während zwischen FSV und PBH derselben Röhre kein signifikanter Unterschied besteht.

1 Einleitung

Die Ausgestaltung von Verpresssystemen und -prozessen für druckwasserhaltende Verkehrstunnel mit Kunststoff-Dichtungsbahn-Abdichtung nach [1] und [2] ist in Deutschland bereits seit etwa einem Vierteljahrhundert zentraler Bestandteil kontroverser Diskussionen und kritischer Untersuchungen [3–18]. Die Zweckmäßigkeit einer planmäßigen Blockhinterlegung (PBH) gegenüber dem bedarfsweisen Einsatz eines Prüf- und Verpresssystems (PuV) nach ZTV-ING [1] ist dabei oftmals der Fokus dieser fachlichen Debatte [7; 9–12; 14]. Die PBH wurde dabei bereits früh vereinzelt als „Stand der Technik" [10] bezeichnet und eine entsprechende Berücksichtigung im Zuge der Fortschreibung der Regelwerke gefordert [9; 10; 14].

Die planmäßige Blockhinterlegung bezeichnet das Verpressen des Bereichs zwischen Innenschale und Kunststoffdichtungsbahn (KDB) eines konventionell aufgefahrenen Tunnels mit Zementsuspension bereits in der Rohbauphase vor Wiederaufspiegeln des bauzeitlich abgesenkten Bergwasserniveaus. Ziel dieser Maßnahme ist es, ein ebenes Widerlager für die KDB zu schaffen, bevor diese durch den einwirkenden Bergwasserdruck gegen die Außenseite der Innenschale gepresst wird, die systematisch bedingte Unebenheiten aufweist (**Bild 1**) [10; 11; 19–22].

Die zentralen deutschen Regelwerke und Empfehlungen zu Abdichtungssystemen [1; 2; 23] sehen für druckwasserhaltende Tunnel mit KDB-Abdichtung bisher den Einsatz eines Prüf- und Verpresssystems vor. Während die Firstspaltverpressung (FSV) bereits planmäßig erfolgt, bleibt die Nutzung des PuV dem Bauherrn für den Bedarfsfall vorbehalten. Wenn nach dem Wiederaufspiegeln des bauzeitlich abgesenkten Bergwassers Undichtigkeiten in Form von Wasserzutritten über die Verpresseinrichtungen oder an den Blockfugen zu verzeichnen sind, ist eine bedarfsweise Nachverpressung (BNV) über das PuV vorzunehmen.

Mit der Empfehlung durch die zuständige Arbeitsgruppe der Deutschen Gesellschaft für Geotechnik (DGGT) [24] wird die PBH als Standardmaßnahme eingeordnet. Trotz eines übergeordneten Konsenses hinsichtlich der Sinnhaftigkeit der PBH als präventive Maßnahme werden Unterschiede zwischen den Verpressverfahren und deren Für und Wider weiterhin diskutiert.

So wird oftmals angenommen, dass durch das vorauseilende Verpressen des Firstspalts im Gewölbe ein geringeres zu verpressendes Volumen zur Verfügung steht. Außerdem kann möglicherweise aus der Firste in die Ulmen herablaufendes Verpressgut zur Verstopfung von Verpresseinrichtungen oder zum Einschluss von Luft und Wasser in den Ulmen führen. [7; 11; 17]

Infolge der beschriebenen Effekte sollten Auswirkungen auf die Verpressmengen in der Praxis deutlich werden. Wird unterstellt, dass eine vorauseilende FSV die Verpressung im Gewölbe behindert, sollte eine BNV stets eine geringere Verpressmenge aufweisen als eine PBH. Im Umkehrschluss sollten eine FSV und eine BNV in Summe etwa der Verpressmenge einer PBH entsprechen. Mindermengen könnten hier als Hinweis auf Einflüsse aus eingeschlossenen Luft- oder Wasserpolstern in den Ulmen oder Widerstände aus dem anstehenden Bergwasserdruck interpretiert werden.

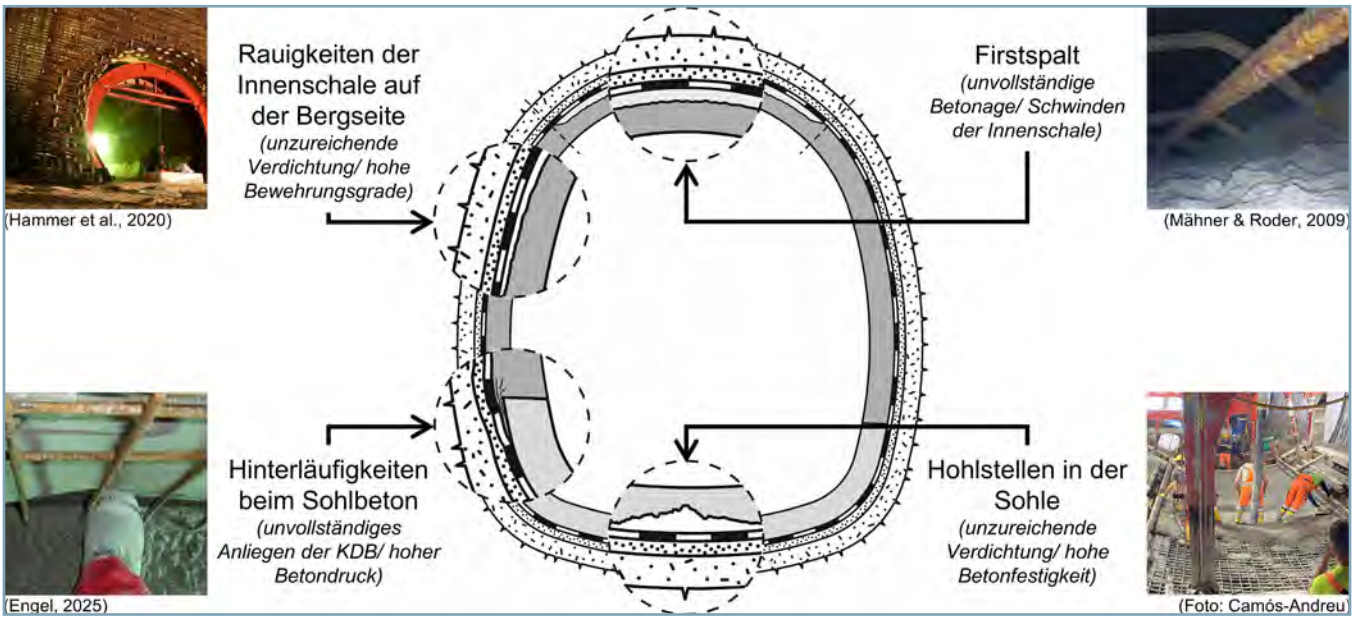


Bild 1 *Systematische Fehlstellen an der Außenseite der Innenschale infolge der Betonage [Darstellung: Beutler]*

Diese Annahmen wurden im Rahmen einer Projektdatenanalyse untersucht, deren Ergebnisse im Folgenden vorgestellt werden. Die vorgestellte Untersuchung erfolgte auf Grundlage vorangegangener Studien [3; 7; 17].

Im Rahmen von [7] wurde der Verpresserfolg aus den drei Projekten A, B und C erstmals anhand von Verpressmengen quantifiziert und durch Normierung vergleichbar gemacht. Durch [3] wurden die Erfahrungen aus der Pilotanwendung einer PBH (hier Projekt D genannt) dokumentiert. Daraus gehen die Verpressmengen der PBH und einer an weiteren Tunnelabschnitten des Projekts D durchgeführten FSV hervor. Die Untersuchungen wurden auf dieser Grundlage in [17] weitergeführt; der vorliegende Beitrag stellt ausgewählte Ergebnisse daraus vor. Die Auswertung basiert somit auf den dort zusammengeführten Datengrundlagen der genannten deskriptiven Vergleichsstudien.

Ziel der Untersuchung war es, zu prüfen, ob Unterschiede der normierten Verpressmengen primär verfahrensbedingt sind oder überwiegend durch projekt- und röhrenspezifische Randbedingungen bestimmt werden. Besonderes Augenmerk liegt auf dem direkten Vergleich von PBH und FSV unter möglichst vergleichbaren Bedingungen in Projekt D. Die Ergebnisse einer parallel durchgeführten Analyse diskreter Teilbereiche, d. h. getrennt für Sohle und Gewölbe, können [17] entnommen werden.

2 Methoden

2.1 Datengrundlage

Für die Erfassung der Verpressmengen je Verpresseinrichtung wurde auf die Verpressdokumentationen der Projekte A, B und D [25–28] zurückgegriffen. Diese setzen sich aus digitalen Verpressprotokollen je Verpresseinrichtung sowie händischen Zusammenfassungen je Block zusammen. Aus den gesammelten Projektunterlagen wurden Werte der Verpressmengen je Block sowie die Flächen der Abwicklungen erhoben. Darüber hinaus wurden wie bereits in [7] umfangreiche Erfahrungsberichte sowie vorab ausgewertete Datensätze der Injektionsdokumentation aus Projekt C [29] herangezogen.

Auf diese Weise wurden die Verpressdaten von insgesamt 161 Blöcken und somit über 4.000 beaufschlagten Verpresseinrichtungen der BNV (im Anschluss an eine vorauseilende FSV) aus den Projekten A und B berücksichtigt [7].

Hinzu kommen weitere 85 Blöcke mit 1.976 Verpresseinrichtungen (einschließlich Firstspionen) der PBH aus den Projekten C und D. Überdies wurden weitere 35 Blöcke berücksichtigt, in denen bei Projekt D an 210 Firstspionen ausschließlich die FSV durchgeführt wurde. **Tabelle 1** bietet einen Überblick über die kennzeichnenden Projektparameter, Verfahren und Volumina.

Da im Rahmen dieser Studie ein direkter Vergleich zwischen den Verpressverfahren unabhängig von möglichen Störungen vorauseilender Maßnahmen (etwa FSV in den Projekten A und B) angestrebt wurde, wurde die Verpressung über die Firstpunkte in Projekt C abweichend von [7] berücksichtigt.

Es ergibt sich ein Gesamtuntersuchungsumfang von 281 Blöcken aus sieben verschiedenen Verpressmaßnahmen. Dies entspricht einer Strecke von über 3.360 m Tunnel. Insgesamt wird damit ein verpresstes Volumen von 437.600 l Zementsuspension betrachtet, das mithilfe von 5.773 Verpresseinrichtungen und 548 Firstspionen ins jeweilige Schottfeld eingebracht wurde.

Um die Vergleichbarkeit der unterschiedlichen Maßnahmen sicherzustellen, wurden die absoluten Verpressmengen [l] auf die jeweilige Mantelfläche des Tunnelquerschnitts [m^2], auf der Außenseite der Innenschale normiert [l/m^2]. Diese Normierung ermöglicht eine projekt- und bereichsübergreifende Auswertung und reduziert den Einfluss geometrischer Unterschiede. Das Kastendiagramm in **Bild 2** veranschaulicht vergleichend die Mittelwerte der normierten Verpressmengen über den gesamten Querschnitt für alle Maßnahmen. Es ist festzustellen, dass die aufgezeichneten Verpressmengen durch viele Ausreißerwerte (Datenpunkte außerhalb der Antennen im Kastendiagramm) geprägt werden. Diese können durch verschiedene Ursachen wie austretendes Verpressmaterial, undichte KDB sowie Umläufigkeiten zwischen Schottfeldern hervorgerufen werden und verzerren somit die Betrachtung der Verpressmengen. Auffällige Abweichungen oder Ausreißer wurden daher im Verlauf der Untersuchung pro-

Tabelle 1 *Kennwerte der untersuchten Verpressmaßnahmen*

Projekt			A		B		C	D	
Röhre			I	II	I	II			
Verpressverfahren			BNV	BNV	BNV	BNV	PBH	PBH	FSV
Anzahl Blöcke		[-]	13	44	49	55	67	18	35
Blocklänge		[m]	12,5	12,5	12,5	12,5	23 x 12,5 m 15 x 10 m 29 x 8,6 m	12,5	12,5
Anzahl Verpresseinrichtungen		[-]	331	1100	1274	1430	1206	432	0
Anzahl Firstspione		[-]	0	0	0	0	230	108	210
Tunnelstrecke		[m]	162,5	550,0	612,5	687,5	687,0	225,0	437,5
Volumina	Gesamt	[l]	8.317	47.154	104.937	90.816	137.738	18.215	30.422
	je Block	[l/Block]	639,8	1.071,7	2.141,6	1.651,2	2.055,8*	1.011,9	869,2
	je Strecke	[l/m]	51,18	85,73	171,33	132,10	200,49	80,96	69,54
	je Fläche	[l/m²]	1,60	2,68	5,37	4,14	5,19	2,60	2,24

**) Blocklängen nicht konstant*

jektspezifisch einzeln identifiziert, hinsichtlich ihrer potenziellen Ursachen diskutiert und nach Möglichkeit bereinigt (siehe Abschnitt 3.1).

2.2 Analysemethoden

Im Rahmen der hier vorgestellten statistischen Datenanalyse wurden mögliche Zusammenhänge zwischen den Verpressmengen und projektspezifischen Randbedingungen, wie Auswirkungen einer vorauseilenden Firstspaltverpressung, untersucht. Dies ermöglicht eine differenzierte Bewertung regionaler Häufungen und Variationen der Verpressvolumina, insbesondere bei Ausreißern und in Bereichen mit außergewöhnlicher Streuung. Unterstützt wird diese Betrachtung durch die robuste Methode der einfaktoriellen Varianzanalyse für Gruppenvergleiche (Welch-ANOVA) sowie durch paarweise Vergleiche (Welch-t-Test). Um den Einfluss der unterschiedlichen Verpressverfahren zu identifizieren, wurden die Varianzanalysen, aufgrund der Varianzinhomogenität (überprüft mittels Levene-Tests) und der verschieden großen Stichproben, mithilfe eines Games-Howell (GH) Post-hoc-Tests ergänzt. Die untersuchten Verpressmaßnahmen konnten so paarweise verglichen werden, um zu identifizieren, welche sich signifikant voneinander unterscheiden.

Zur Bestimmung der Ausprägung identifizierter Effekte wurde Cohen's d [30] als Maßzahl für die standardisierte Effektstärke herangezogen. Voraussetzung für die genannten Varianzanalysen ist die Überprüfung, ob von normalverteilten Daten ausgegangen werden kann. Dazu wurden die Kolmogorov-Smirnov-(KS)- und Shapiro-Wilk-(SW)-Hypothesentests eingesetzt. Alle in den nachfolgenden Abschnitten durchgeführten Analysen wurden mithilfe von IBM SPSS Statistics durchgeführt. Die zugrunde liegenden Daten sowie die Syntax der Datenanalyse sind in den Anhängen von [17] dokumentiert.

3 Ergebnisse

3.1 Identifikation und Bereinigung von Ausreißern

Zur Identifikation von Ausreißern wurde das Kriterium des 1,5-fachen Interquartilsabstands (IQR, engl. interquartile range) als robuste Methode zur Ausreißeridentifikation herangezogen.

Dementsprechend wurden nach Verpressmaßnahmen gruppiert alle Werte der relativen Verpressmenge als Ausreißer betrachtet, die mehr als das 1,5-fache des IQR unter dem ersten Quartil (Q_1 = 25 %-Perzentil; Unterseite des Kastens) oder über dem dritten Quartil (Q_3 = 75 %-Perzentil; Oberseite des Kastens) liegen (**Bild 2**). Der IQR ist dabei der Abstand zwischen Q_1 und Q_3.

Hohe Ausreißer verzerren die Verteilung der Daten, wenn nicht bekannt ist, wohin das Verpressmaterial entwichen ist. Wenn allerdings eine mangelnde Abschottung ursächlich für diese Ausreißer ist, dann führen auch die darüber mit verpressten Nachbarblöcke zur Verzerrung der Datenverteilung. Solche Fälle sind aus zahlreichen Praxisbeobachtungen [3; 7; 11; 21; 29] bestätigt.

Da die Verpressmenge jedoch auch aus anderen Gründen, wie bspw. vollflächiger Betonage und Nachbetonage, häufig sehr gering sein kann [3; 18], führen solche Fälle nicht zwangsläufig zu niedrigen Ausreißern und werden durch das beschriebene Kriterium nicht mit erfasst. Um dennoch auch diese Fälle zu identifizieren, wurden zusätzlich alle Verpressmengen der in Verpressrichtung neben hohen Ausreißern gelegenen Blöcke betrachtet. Diese Blöcke wurden ebenfalls von den weiteren Analysen ausgeschlossen, wenn deren Verpressmenge unterhalb des projektbezogenen 5 %-getrimmten Mittelwertes der Verpressmengen lag.

Nach diesen Kriterien wurden 29 der insgesamt 281 Fälle aussortiert. Daraus entfallen 22 Fälle auf Ausreißer und sieben

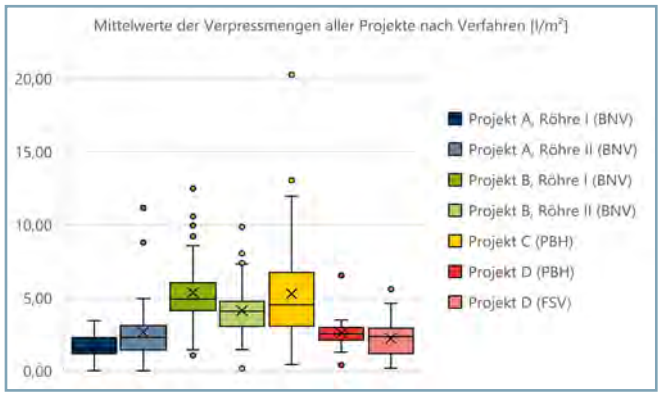


Bild 2 Normierte Verpressmengen und deren Streuung

auf die ergänzende Betrachtung der Nachbarblöcke. Von den 22 Ausreißern konnte eine dokumentierte Umläufigkeit in elf Fällen anhand der Projektdokumentationen [25–28] bestätigt werden. Dies trifft ebenfalls auf zwei der sieben Nachbarblöcke zu.

Durch die Betrachtung der Nachbarblöcke konnten keine Fälle aus Projekt C identifiziert werden. Dies ist darauf zurückzuführen, dass anders als heute üblich [24; 31] im Rahmen dieser Pilotanwendung für die PBH, die Sperrankerzwischenräume der Profilbänder in den Blockfugen planmäßig und nicht nach Erfordernis verpresst wurden. Es ist dokumentiert, dass dabei auch Verpressmaterial in die Schottfelder der benachbarten Blöcke gelangt ist [29]. Die sich daraus ergebenden Verpressmengen können zur Korrektur den benachbarten Blöcken zugeordnet werden. Dazu wurden die Verpressmengen der Fugen in Projekt C gesondert betrachtet. **Bild 3** zeigt, dass in 59 der insgesamt 67 Blöcke nur geringe Mengen (< 670 l) im Blockfugenbereich verpresst wurden.

In den übrigen acht Fällen, in denen die Verpressmenge das Volumen der Sperrankerzwischenräume mit 670 l [17; 29] überschreitet, wurde die Differenz der Verpressmenge, die über dieses charakteristische Volumen hinausgeht, zur Verpressmenge des in Verpressreihenfolge nachfolgenden Blocks addiert.

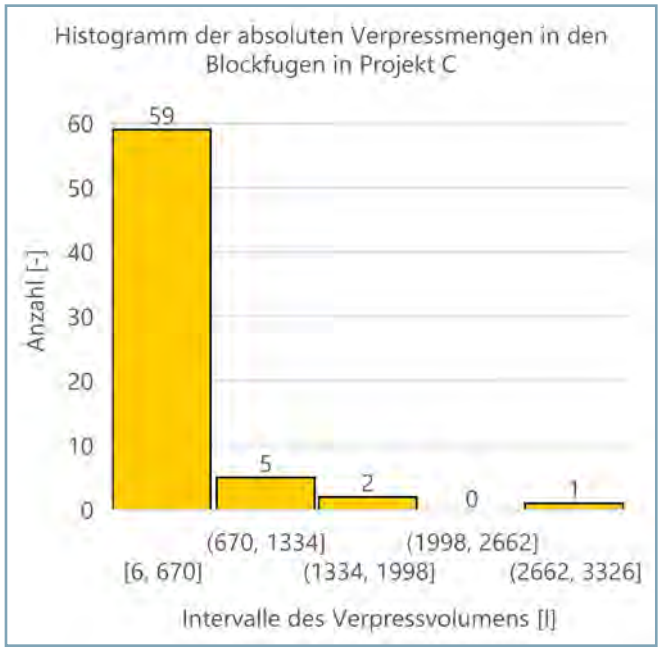


Bild 3 Verpressmengen in den Sperrankerzwischenräumen der Profilbänder von Projekt C

Die auf die beschriebene Weise plausibel um grob verzerrende Störeinflüsse bereinigten und korrigierten Werte wurden Tests auf Normalverteilung (KS und SW) unterzogen. Die aufbereiteten Verpressmengen erzielen darin methodenübergreifend Signifikanz ($p > 0,05$). Dies bedeutet, dass davon ausgegangen werden kann, dass die bereinigten Werte der normierten Verpressmengen näherungsweise normalverteilt sind. Die in **Bild 4** dargestellten Histogramme der Verpressmengen aus den planmäßigen Blockhinterlegungen in den Projekten C (links) und D (rechts) veranschaulichen dies exemplarisch im Direktvergleich mit den zugehörigen Normalverteilungen.

3.2 Vergleich zwischen den Verpressverfahren

In den bisherigen Untersuchungen [7] zeigten sich nur geringe Unterschiede in den absoluten Verpressmengen der Verpressverfahren PBH und BNV. Dies ist unter anderem auf die Aufbereitung der Daten durch Verzicht auf Berücksichtigung der Verpressmengen in der Firste sowie durch eine geringe Diversität der Projekte im Vergleich zurückzuführen. In der Folge wurden die Verpressmengen als vergleichbar angenommen und Unterschiede zwischen den Verfahren anhand der verschieden großen Streumaße identifiziert.

Die unbereinigten Daten in **Bild 2** sowie die Beispiele für die bereinigten Daten in **Bild 4** und **Tabelle 2** zeigen, dass diese Annahme zu hinterfragen ist. Infolge der Extremwertbereinigung unterscheiden sich die Mittelwerte und Verteilungen der relativen Verpressmengen zwischen den verschiedenen Verpressverfahren deutlicher als bisher angenommen. Dies veranschaulicht der direkte Vergleich der relativen Verpressmengen der PBH in den Projekten C und D (**Bild 5**, links). Streuung und Mittelwert (kreuzförmige Markierung im Kastendiagramm) unterscheiden sich für diese Verpressmengen desselben Verfahrens deutlicher als Streuung und Mittelwert der verschiedenen Verfahren FSV und PBH in Projekt D (**Bild 5**, rechts).

Um zu Vergleichszwecken die Daten der Verpressmengen zu Gruppen gleicher Verfahren (FSV, BNV, PBH) aggregieren zu können, sollten diese ähnliche Mittelwerte und vergleichbare Verteilungen aufweisen. Zu diesem Zweck wurde eine einfaktorielle Varianzanalyse durchgeführt, durch welche geprüft werden sollte, ob die gruppenbezogenen Mittelwerte miteinander vergleichbar sind. Die dazu erforderliche Normalverteilung der Daten (siehe Abschnitt 3.1) war bereits bestätigt.

Ein ergänzend durchgeführter Levene-Test zeigt, dass zwischen den Verpressmengen der untersuchten Maßnahmen trotz Extremwertbereinigung keine Varianzhomogenität besteht ($p < 0,001$), was die bestehende Beobachtung allgemein hoher und verschiedener Streuungen [7] bestätigt. Zur Berücksichtigung dieser Varianzinhomogenität wurde mit der Welch-ANOVA ein robustes Verfahren der Varianzanalyse gewählt, deren Teststatistiken **Tabelle 3** entnommen werden können. Die Beobachtung stark verschiedener Mittelwerte wird darin bestätigt ($p < 0,001$).

Mithilfe eines GH-Post-hoc-Tests wurden die Verpressmaßnahmen paarweise verglichen, um zu identifizieren, welche sich untereinander signifikant unterscheiden. Dieser ergibt für Projekt A, dass sich die Mittelwerte der relativen Verpressmengen der Röhren I und II nicht signifikant unterscheiden ($p = 0,310 > 0,05$) und daher in einem paarweisen Gruppenvergleich vergleichbar sind.

Vergleich der Verpressmengen

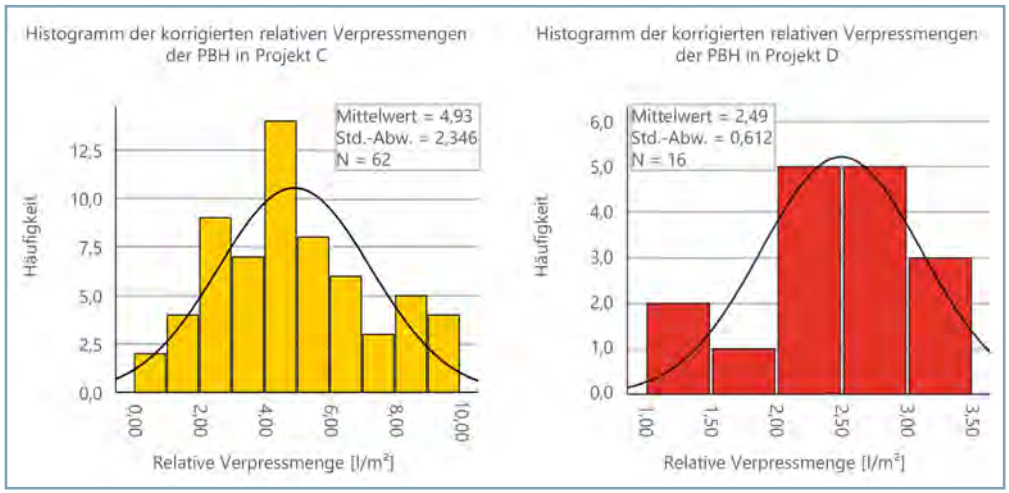


Bild 4 *Korrigierte relative Verpressmengen für die PBH links: Projekt C; rechts: Projekt D*

Projekt		A		B*		C	D*	
Röhre		I	II	I	II			
Verpressverfahren		BNV	BNV	BNV	BNV	PBH	PBH	FSV
Anzahl *n*	[-]	13	42	41	46	62	16	33
Maxima	[l/m²]	3,46	4,96	8,58	7,33	9,95	3,49	4,64
Mittelwerte	[l/m²]	1,60	2,33	5,11	4,04	4,93	2,49	2,20

Tabelle 2 *Kennwerte der bereinigten Werte der relativen Verpressmengen der Projekte A bis D*

**) Keine Abschottung entlang der längslaufenden Arbeitsfuge*

Für den paarweisen Vergleich der Röhren I und II des Projekts B ergab der GH-Test jedoch, dass sich deren Mittelwerte signifikant voneinander unterscheiden (p = 0,011 < 0,05). Dies trifft auch auf die paarweisen Vergleiche der einzelnen Röhren der Projekte A und B kreuzweise untereinander zu und bedeutet, dass es sich bei Verpressmengen, wie allgemein beschrieben [3; 7], um stark projektspezifische Werte handelt, die nur bedingt vergleichbar sind. Eine gruppenweise Aggregation dieser stark verschiedenen Daten zu projekt- oder verpressmethodenbezogenen Datensätzen birgt daher die Gefahr, projektspezifische Zusammenhänge zu verwischen, weshalb davon im Verlauf dieser Studie abgesehen wird.

Auffällig ist jedoch, dass zwar für verschiedene Röhren desselben Projekts signifikant unterschiedliche Mittelwerte der Verpressmengen zu bestehen scheinen, sich dies jedoch nicht auf den Vergleich der Verfahren in Projekt D übertragen lässt. In Projekt D wurden in einem einröhrigen Tunnel mit konstantem Querschnitt und ohne Längsabschottung in aneinander angrenzenden Teilabschnitten sowohl die planmäßige Blockhinterlegung als auch die vorauseilende Firstspaltverpressung ohne zusätzliche Beaufschlagung eines Hinterlegungssystems durchgeführt. Durch den GH-Post-hoc-Test wurde, wie aus **Tabelle 4** hervorgeht, im direkten Gruppenvergleich zwischen der PBH und der FSV in Projekt D bestätigt, was anhand der Kastendiagramme (**Bild 5**) bereits angenommen werden konnte:

Es zeigt sich ein signifikanter Unterschied zwischen den mittleren relativen Verpressmengen der planmäßigen Blockhinterlegungen in den Projekten C und D (p < 0,001), jedoch kein signifikanter Unterschied zwischen der PBH und der FSV in Projekt D (p = 0,852 > 0,05). Es gibt damit statistisch keinen Unterschied zwischen den Verpressmengen der planmäßigen Blockhinterlegung und der Firstspaltverpressung in Projekt D. Dies widerspricht jedoch den Erwartungen, dass bei einer FSV

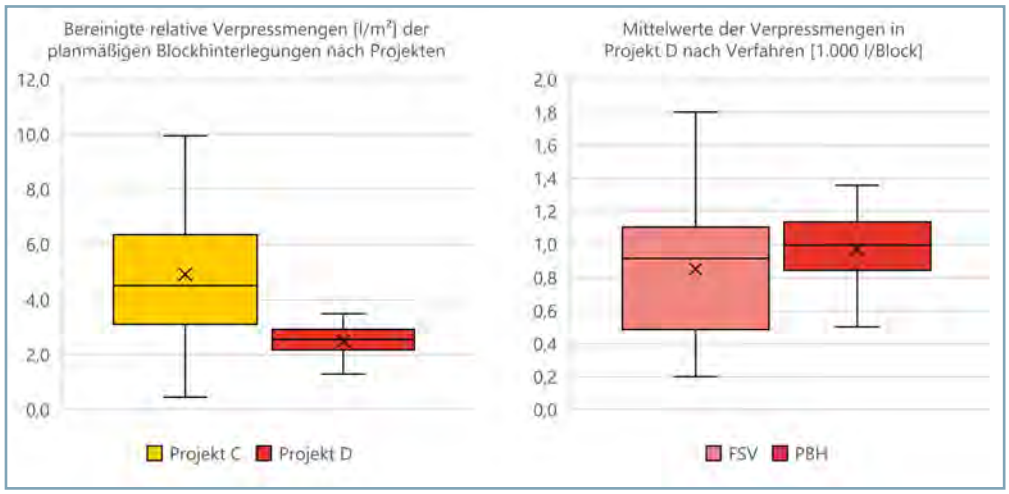


Bild 5 *Verpressmengen im Vergleich links: Bereinigte relative Verpressmengen [l/m²] der PBH in den Projekten C und D rechts: Mittelwerte der Verpressmengen [1.000 l/Block] in Projekt D nach Verfahren (PBH und FSV)*

Tabelle 3 Ergebnisse der Welch-ANOVA

Korrigierte relative Verpressmenge [l/m²]				
	Statistik[a]	df_1	df_2	Sig.
Welch	36,421	6	80,937	< 0,001

a) Asymptotisch F-verteilt

im Vergleich zu einer PBH weniger Verpressmaterial eingesetzt wird und wurde deshalb noch einmal gezielt unabhängig geprüft.

Da sich Querschnitt und Blocklängen in den verschiedenen Teilabschnitten von Projekt D nicht unterscheiden, können für diesen Vergleich die absoluten Verpressmengen herangezogen werden (Bild 5, rechts). Diese sind, wie auch die relativen Verpressmengen, als normalverteilt anzusehen. Für die absoluten Verpressmengen wurden Mittelwerte (*M*) und Standardabweichungen (engl. standard deviation – *SD*) bestimmt. Entsprechend der Erwartung sind die absoluten Verpressvolumina bei der FSV im Mittel niedriger als bei der PBH (FSV: n = 33; M = 830,7 l/Block; SD = 402,3 l/Block bzw. PBH: n = 16; M = 969,3 l/Block; SD = 237,9 l/Block), was einem Mehrverbrauch an Verpressmaterial bei der PBH von etwa 17 % entspricht.

Der Levene-Test der Varianzhomogenität ergab auch für diesen Gruppenvergleich, dass keine Varianzgleichheit angenommen werden kann (p = 0,025 < 0,05).

Ein einseitiger t-Test für unabhängige Stichproben mit ungleicher Varianz (Welch-t-Test) zeigte, dass mit $p_{einseitig}$ = 0,068 > 0,05 der beobachtete, in Richtung höherer Verpressmengen bei der PBH gerichtete Unterschied der absoluten Verpressmengen statistisch nicht signifikant ist (Tabelle 5). Die Nullhypothese (H_0: Die Mittelwerte der verglichenen Gruppen sind gleich) wurde demnach hier im Gegensatz zur vorangegangenen Welch-ANOVA nicht verworfen.

Dies bestätigt die Feststellung aus dem vorangegangenen GH-Test, dass der beobachtete Effekt eines Mehrverbrauchs von Verpressmaterial bei der PBH gegenüber der FSV, statistisch nicht signifikant ist. Es handelt sich daher lediglich um einen Trend, der nicht als statistisch gesichert angesehen werden darf.

Um diesen Trend in seiner Ausprägung beschreiben zu können, wurde unabhängig von der ausbleibenden Signifikanz des t-Tests die standardisierte Effektstärke nach Cohen [30] herangezogen. Diese weist mit d = -0,386 jedoch lediglich auf einen kleinen Unterschied zwischen den absoluten Verpressvolumina der FSV und der PBH hin, wenn dieser überhaupt besteht (Tabelle 6). Weitere hier nicht berichtete Kennzahlen der Effektgröße (Hedges' Korrektur und Glass' Delta) bestätigen diese Beobachtung [17]. Wie bereits aus (Bild 5, rechts) ersichtlich, überlappen sich die Verteilungen der Verpressmengen deutlich und das Konfidenzintervall [95 % – KI: -0,983; 0,215] der Effektstärke schließt 0 ein, was bedeutet, dass die Mittelwerte der Verpressmengen gleich sind.

Die üblichen Grenzwerte für Cohen's d als Maßzahl für die Effektstärke im t-Test liegen für kleine Effekte bei $|d|$ = 0,2 und für mittlere Effekte bei $|d|$ = 0,5 sowie für große Effekte bei $|d|$ = 0,8. Ein $|d| \approx 0,39$ bedeutet dementsprechend, dass der wahre Effekt lediglich sehr gering ausfallen könnte, wenn er nicht gleich null ist [30].

4 Diskussion und Rückschlüsse

Die hier vorgestellten Analysen machen deutlich, dass Verpressmaßnahmen untereinander nur bedingt vergleichbar sind. Auch vermeintlich vergleichbare Verpressmaßnahmen derselben Art und innerhalb eines Projekts unterscheiden sich zwischen zwei vermeintlich baugleichen Röhren mitunter signifikant hinsichtlich der einzubringenden Verpressmengen.

Neben den offensichtlichen Einflussgrößen wie etwa der Mächtigkeit des First- oder eines möglichen Ringspaltes, dem Vorhandensein und entsprechenden Volumen von Lunkern, Kiesnestern und sonstigen Fehlstellen, können weitere Fakto-

Tabelle 4 Ergebnisse des Games-Howell-(GH)-Post-hoc-Tests

Abhängige Variable: Korrigierte relative Verpressmenge [l/m²]						
					95%-Konfidenzintervall	
Verpress-maßnahme (I)	Verpress-maßnahme (J)	Mittelwert-differenz (I-J)	Std.-Fehler	Sig.	Untergrenze	Obergrenze
D (PBH)	C (PBH)	-2,431 *	0,334	< 0,001	-3,445	-1,416
	D (FSV)	0,298	0,230	0,852	-0,414	1,011

**) Die Mittelwertdifferenz ist in Stufe 0,05 signifikant.*

Tabelle 5 Ergebnisse des Welch-t-Tests für die absoluten Verpressmengen von FSV und PBH in Projekt D

	t	df	Signifikanz		Mittlere Differenz	Standardfehler der Differenz	95%-Konfidenzintervall der Differenz	
			$p_{einseitig}$	$p_{zweiseitig}$			unterer Wert	oberer Wert
Varianzen sind gleich	*-1,273*	*48,000*	0,105	0,209	-138,583	108,867	-357,476	80,309
Varianzen sind nicht gleich	*-1,521*	*45,270*	0,068	0,135	-138,583	91,089	-322,016	44,849

			95%-Konfidenzintervall	
	Standardisierer [a]	Punktschätzung	unterer Wert	oberer Wert
Cohen's *d*	359,098	-0,386	-0,983	0,215

a) Der bei der Schätzung der Effektgrößen verwendete Nenner.
Für 'Cohen's d wird die zusammengefasste Standardabweichung verwendet.

Tabelle 6 *Cohen's d für den Vergleich der absoluten Verpressmengen von FSV und PBH in Projekt D*

ren ursächlich für die beschriebenen Effekte sein. Dazu zählen etwa das Vorhandensein und die Wirksamkeit von Block- und Längsabschottungen oder der Einsatz verschiedener KDB- und Schutzvliessysteme. Auf Grundlage der vorliegenden Datenbasis können diese jedoch nicht für alle Projekte im gleichen Maße zuverlässig nachvollzogen und berücksichtigt werden.

Demgegenüber lässt sich zwischen zwei verschiedenen Maßnahmen, wie der Firstspaltverpressung und der planmäßigen Blockhinterlegung in derselben Röhre eines einzigen Tunnels, kein signifikanter Unterschied hinsichtlich der Verpressmenge nachweisen. Entgegen der ursprünglichen Annahme unterscheiden sich die in beiden Verfahren erzielten mittleren relativen Verpressmengen demnach nicht über den Zufall hinaus und es muss davon ausgegangen werden, dass bei sorgfältiger Durchführung einer FSV etwa genauso viel Material verpresst wird, wie bei einer PBH.

Dies legt wiederum den Schluss nahe, dass im Fall einer BNV infolge von Undichtigkeiten durch beide Verfahren in Summe (FSV + BNV) mehr Material eingesetzt werden muss als bei einer PBH. Aufgrund der festgestellten starken Projektabhängigkeit der Verpressmengen ließe sich dies mit Sicherheit jedoch nur anhand weiterer Studien zu den Verpressmengen aller drei Verfahren an einem einzelnen Tunnel bestätigen.

Davon abgesehen kann jedoch festgestellt werden, dass – unabhängig vom angewendeten Verpressverfahren – mittlere Verpressmengen zwischen etwa 1,6 und 5,1 l/m² (nach Ausreißerprüfung) erzielt wurden. Diese flächennormierten Verpressmengen lassen sich 1:1 in mittlere Spaltöffnungsweiten [mm] umlegen. Damit liegen die mittleren effektiven verpressten Spaltweiten weitestgehend, wenn auch nicht ausnahmslos, in der Größenordnung der Kompressibilität der verwendeten Schutzvliesstoffe [17; 18].

Zusammenfassung

Die Analyse der Verpressmengen zeigt eine geringe Vergleichbarkeit von Verpressmaßnahmen untereinander. Diese sind in hohem Maß durch eine Vielzahl von Faktoren projektspezifisch beeinflusst, sodass selbst ein Vergleich zwischen zwei parallelen Röhren innerhalb eines Projektes nur eingeschränkt möglich ist. Von einem unmittelbaren Rückschluss von einem auf ein anderes Projekt sollte daher grundsätzlich abgesehen werden.

Gleichzeitig zeigte sich im direkten Vergleich zwischen PBH und FSV in Projekt D kein signifikanter Unterschied der mittleren Verpressmengen. Die Annahme eines grundsätzlich höheren Materialverbrauchs der PBH gegenüber einer FSV entsprechend der Regelungen nach [1] und [2] wird damit nicht gestützt.

Ein beobachteter mittlerer Mehrverbrauch von ≈ 17 % im Rahmen des Pilotprojekts kann lediglich auf den Zufall zurückgeführt werden und weist nicht auf einen nennenswerten strukturellen und systematischen Unterschied zwischen den resultierenden Verpressmengen der Verpressverfahren hin.

Literatur

[1] ZTV-ING Teil 7 (01/2026): Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten – Tunnelbau. Bergisch Gladbach: Bundesanstalt für Straßenwesen (BASt).

[2] DB Ril-Fam 853 (04/2024): "Richtlinienfamilie 853": Eisenbahntunnel planen, bauen und instand halten - Handbuch 85300. Frankfurt am Main: Deutsche Bahn AG.

[3] Rhein, C.; Schälicke, H.; Camós-Andreu, C.; Decker, A.; Christoph, T.; Vollmann, G.; Thewes, M. (2025): Erfahrungen aus der Umsetzung einer planmäßigen Blockhinterlegung bei einem Eisenbahntunnel der Deutschen Bahn – Experience from the implementation of a scheduled block backfill in a Deutsche Bahn railroad tunnel in: DGGT e. V. [Hrsg.] Taschenbuch für den Tunnelbau 2026. 50. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, 33–88.

[4] Thienert, C.; Kessler, D.; Brummermann, K.; Tintelnot, G.; Matsini, A.; Handke, D.; Lis, P.; Schmidt, L. (2024): Blockhinterlegung und Verpressverfahren zur Abdichtung von Tunnelinnenschalen – Bericht zum Forschungsprojekt 15.0674. Berichte der Bundesanstalt für Straßenwesen Brücken- und Ingenieurbau Heft B 201.

[5] Meissner, M.; Schwaiger, S.; Herr, R. (2023): Three-Component Approach: Double-Layer Pressurized Waterproofing System With Planned Block Backing – Drei-Komponenten-Ansatz: Doppellagige Druckwasserabdichtung mit planmäßiger Blockhinterlegung in: Tunnel 2023, Heft 3, S. 28–43.

[6] Hochstein, T.; Thienert, C.; Kessler, D.; Kaundinya, I. (2022): Verpressverfahren zur Abdichtung von Tunnelinnenschalen - Neue Erkenntnisse aus Großversuchen in: STUVA e. V. [Hrsg.] Forum-Injektionstechnik 2022. Köln. Köln: STUVA (Selbstverlag), S. 99–104.

[7] Rhein, C.; Hammer, A.-L.; Camós-Andreu, C.; Thewes, M. (2022): Diskussion zum Prüf- und Injektionssystem bei druckwasserhaltenden Eisenbahntunneln - Quantifizierung des Injektionserfolgs und Optimierungsansätze in: STUVA e. V. [Hrsg.] Forum-Injektionstechnik 2022. Köln. Köln: STUVA (Selbstverlag), S. 92–98.

[8] Mähner, D.; Basler, F.; Beckmann-Wübbelt, L. (2022): Longitudinal Flow of Water Along Hose Assemblies Through Inner Tunnel Linings in: Tunnel, 03/2022, S. 28–38.

[9] Ziegler, M. (2021): Blockhinterlegung: eine wirksame präventive Maßnahme gegen mögliche Beschädigungen der Kunststoffdichtungsbahnen? – Block Backfilling: an Effective Preventive Measure against Possible Damage to Waterproofing Membranes? in: STUVA e. V. [Hrsg.] STUVA-Tagung 2021. Karlsruhe. Cologne: STUVA (self-publishing), S. 269–275.

[10] Ziegler, M.; Schröder, M. (2020): Blockhinterlegung bei Tunnelabdichtungen – Stand der Technik oder Aufruf zur Nachlässigkeit – Block injection for tunnel sealing — State of the art or call for negligence in: geotechnik - Jg. 43, S. 201–212.

[11] Hammer, A.-L.; Camós-Andreu, C.; Kosak, E.; Thewes, M. (2020): Abdichtung druckwasserhaltender Eisenbahntunnel mit Kunststoffdichtungsbahnen in Deutschland – Diskussionsbeitrag zu einer planmäßigen Blockhinterlegung – Waterproofing of pressurized water retaining railway tunnels with synthetic geomembranes in Germany – Contribution to the discussion on a planned block backfill in: DGGT e. V. [Hrsg.] Taschenbuch für den Tunnelbau 2021. 45. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, S. 26–105.

[12] Meissner, M.; Schwaiger, S.; Herr, R. (2014): Abdichtungssysteme mit Kunststoffdichtungsbahnen für Tunnel ohne Dränage – Waterproofing systems with plastic membranes for tunnels without drainage in: DGGT e. V. [Hrsg.] Taschenbuch für den Tunnelbau 2015. 39. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn, S. 97–131.

[13] Schwarz, J.; Engelhardt, S. (2013): Stand der Technik für Wasserdichte Tunnel – Entwurf, Ausschreibung, Ausführung, Abnahme und Gewährleistung in: Universität Stuttgart, Institut für Baubetriebslehre [Hrsg.] 2. Stuttgarter Tunnel-Baurechtsseminar. Stuttgart.

[14] Schwaiger, S.; Meissner, M. (2012): Druckdichte Tunnels mit Kunststoffdichtungsbahnen (KDB) in: Kolymbas, D.; Medicus, G. [Hrsg.] 10. Tiroler Geotechnik- und Tunnelbautag. Innsbruck, AT, S. 1–18.

[15] Komma, N. (2001): Erkenntnisse aus der Neubaustrecke Köln-Rhein/Main in: Tunnel, 8/2001, S. 57–59.

[16] Rhein, C.; Schälicke, H.; Camós-Andreu, C.; Decker, A.; Christoph, T.; Vollmann, G.; Thewes, M. (2026): Influence of Structural and Operational Constraints on the Effectiveness of Block Backfilling: Findings From Waterproofing of a Deutsche Bahn Tunnel in: Hrdina, I.; Butovič, A.; Hilar, M. [Hrsg.] Underground Construction Prague. Prague.

[17] Rhein, C. (2026): Analyse der planmäßigen Blockhinterlegung als mögliche Regelbauweise für druckwasserhaltende Verkehrstunnel [Dissertation]. Ruhr-Universität Bochum.

[18] Rhein, C.; Heimbecher, F.; Thewes, M. (2027): Waterproofing in conventional tunnelling: Non-woven geotextiles under pressure – [under review] in: Geomechanics and Tunnelling 20, H. 1.

[19] Mähner, D. (2007): Fehlermöglichkeiten beim Herstellungsprozess von Tunnelinnenschalen in: Beton- und Stahlbetonbau 102, H. 1, S. 33–43. https://doi.org/10.1002/best.200600525

[20] Mähner, D.; Schmeing, J.; Koroliuk, S. (2016): Beanspruchung der Tunnelabdichtung durch den Herstellvorgang einer Tunnelinnenschale in: Bautechnik Jg. 93, S. 851–859. https://doi.org/10.1002/201600021

[21] Engel, F. (2025): Blockhinterlegungs- und Injektionsmaßnahmen – Einflüsse und Auswirkungen infolge verschiedener Innenausbaustufen in: TAFH Münster GmbH [Hrsg.] Münsteraner Tunnelbaukolloquium 2025. Münster.

[22] Mähner, D.; Roder, C. (2009): Nachweis der Firstspaltverpressung bei zerstörungsfreien Schalendickenmessungen an Tunnelinnenschalen in: Beton- und Stahlbetonbau 104, H. 12, S. 844–851. https://doi.org/10.1002/best.200900049

[23] DGGT e. V. (2018): Empfehlungen zu Dichtungssystemen im Tunnelbau, EAG-EDT. 2. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.

[24] Camós-Andreu, C.; Rhein, C.; Hammer, A.-L.; Eder, H.; Kaundinya, I. (2026): Planmäßige Blockhinterlegung bei Verkehrstunneln in konventioneller Bauweise mit KDB-Abdichtungssystemen – Positionspapier des Arbeitskreises 5.5 „Geokunststoffe im Tunnelbau“ der DGGT in: DGGT e. V. [Hrsg.] Taschenbuch für den Tunnelbau 2027. 51. Aufl. Berlin: Ernst & Sohn.

[25] DB InfraGO AG (2019): Interne Dokumentation Tunnel- und Erdbau Technik, I.IAM 34: Projekt A - Instandsetzungskonzepte, Planunterlagen, Verpressprotokolle, Feuchtstellenmonitoring – Projektunterlagen (zur Verfügung gestellt im Rahmen einer Forschungskooperation; unveröffentlicht).

[26] DB InfraGO AG (2019): Interne Dokumentation Tunnel- und Erdbau Technik, I.IAM 34: Projekt B - Instandsetzungskonzepte, Planunterlagen, Verpressprotokolle, Feuchtstellenmonitoring – Projektunterlagen (zur Verfügung gestellt im Rahmen einer Forschungskooperation; unveröffentlicht).

[27] DB InfraGO AG (2024): Dokumentation der planmäßigen Blockhinterlegung (PBH) in Projekt D (Aktivierungsprotokolle, digitale Verpressprotokolle je Stutzen, händische Verpressprotokolle je Block) – Projektunterlagen (unveröffentlicht).

[28] DB InfraGO AG (2024): Dokumentation der Firstspaltverpressung (FSV) in Projekt D (digitale Verpressprotokolle je Stutzen, händische Verpressprotokolle je Block) – Projektunterlagen (unveröffentlicht).

[29] Zauner, S. (27.07.2006): Untersuchungen zum System druckwasserdichter Innenschalenausbau [Diplomarbeit (unveröffentlicht)]. Universität Innsbruck.

[30] Cohen, J. (1988): Statistical power analysis for the behavioral sciences. 2. ed. Hillsdale, NJ: Erlbaum.

[31] ÖBV (2012): Richtlinie Tunnelabdichtung – Ausgabe Dezember 2012. Wien: Österreich. Bautechnik Vereinigung (ÖBV).

Markus Schmidtke, Dipl.-Ing., Christiansen & Essenbæk A/S, Enger (DE)
Philipp Eder, Ing., eguana GmbH, Wien (AT)

Nordhavnstunnel Kopenhagen: Bewertung von Injektionsparametern auf Basis digitaler Ausführungsdaten

Der Nordhavnstunnel in Kopenhagen zeigt, wie sich die Ausführung injizierbarer Fugenbänder durch digitale Datenerfassung, -verarbeitung und -auswertung nachvollziehbar machen lässt. Bei konventioneller Dokumentation sind entscheidende Daten wie Druck, Volumen, Durchfluss und Zeit häufig nur punktuell oder verspätet verfügbar. Im Projekt erfasst die Injektionsanlage diese Werte automatisch und überträgt sie direkt an die zentrale Projektplattform. Über eindeutige Kennungen werden die Datensätze den jeweiligen Fugen und Injektionspunkten zugeordnet. Der vorliegende Beitrag behandelt die konstruktiven Besonderheiten und Schwachstellen des Systems, den Injektionsablauf und die digitale Bewertung der Messkurven. Damit lässt sich der Ausführungsstand zeitnah beurteilen und die Qualitätssicherung auf nachvollziehbare Mess- und Ausführungsdaten stützen.

1 Ausgangssituation und Projektkontext

Der Nordhavnstunnel ist Bestandteil der Verkehrsinfrastruktur im Norden Kopenhagens. Das rund 1,4 km lange Bauwerk ist für eine Entwurfsgeschwindigkeit von 80 km/h ausgelegt. Der Querschnitt ist etwa 9 m breit und entspricht damit dem bereits realisierten Nordhavnsvej-Tunnel. Eine Aufweitung im Zufahrtsrampenbereich verbreitert den Querschnitt auf etwa 40 m und führt zu einer komplexen Geometrie. Oberhalb der Fahrbahn steht eine lichte Bauwerkshöhe von ungefähr 5,5 m zur Verfügung. Insgesamt werden vier Fahrstreifen geführt, die Segmentlängen betragen etwa 25 m [1]. Die dadurch entstehenden zahlreichen Arbeits- und Bewegungsfugen und deren dauerhafte Dichtigkeit sind entscheidend für die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks.

Für die betrachteten Tunnelabschnitte werden injizierbare Fugenbandsysteme eingesetzt. Je nach Abschnitt ergeben sich zusammenhängende Systemlängen von ungefähr 55 m, im Aufweitungsbereich sind es bis hin zu 100 m. Das Fugenband übernimmt zunächst die konstruktive Abdichtung. Zusätzlich besitzt es beidseitig angeordnete Injektionskanäle, über die der Kontaktbereich zwischen Beton und Fugenband nach dem Betonieren gezielt verpresst werden kann. Damit steht eine zweite, aktivierbare Abdichtungsebene als Reserve zur Verfügung.

Diese Reserve ist jedoch nur dann nutzbar, wenn die Leitungswege frei sind, die Injektionspunkte eindeutig identifizierbar sind und die Verpressung kontrolliert ablaufen kann.

Gerade bei sehr langen Systemen, bei denen eine visuelle Kontrolle über den Injektionsmaterialsaustritt an den benachbarten Injektionspunkten nicht gegeben ist, ist die Ausführung nur bedingt beurteilbar. Es kann weder festgestellt werden, ob alle Kanalabschnitte gefüllt wurden, noch ob das Injektionsmaterial die vorgesehenen Wege genommen hat. Umgekehrt muss ein Druckanstieg im Gesamtsystem nicht zwingend eine vollständige Füllung bedeuten; er kann auch durch eine lokale Verengung oder Blockade verursacht sein. Aus diesem Grund wurde für den Nordhavnstunnel ein Ansatz gewählt, der handwerkliche Ausführung, definierte Abbruchkriterien und digitale Prozessdaten miteinander verbindet. Ziel war der belastbare Nachweis, was an welcher Fuge tatsächlich ausgeführt wurde. Hierzu werden die Injektionspunkte räumlich zugeordnet und die eingebrachten Materialmengen farbcodiert dargestellt (**Bild 1**).

2 Konstruktive Besonderheiten und Schwachstellen

Das eingesetzte Fugenband besteht aus einem Dichtprofil mit Stahllaschen, die an der Ober- und Unterseite mit EPDM-Schaum versehen sind. Über Formteile, Anschlüsse und Zuführschläuche werden die Injektionskanäle von der Innenseite des Bauwerks zugänglich gemacht. Nach dem Betonieren kann das Injektionsmaterial in die Hohlräume beziehungsweise Kontaktzonen zwischen Fugenband und Beton eingebracht werden. Die Kompressibilität des Schaums unterstützt dabei die Verteilung des Materials entlang der Fuge [3]. Das Funktionsprinzip ist technisch schlüssig, reagiert in der Bauausführung jedoch empfindlich auf Geometrieabweichungen, Verschmutzung und lokale Verformungen. Die zeitabhängigen Adhäsionsänderungen zwischen EPDM-Schaum und Beton sind unzureichend bekannt.

Eine potenzielle Schwachstelle des Systems sind die Befestigungselemente. Liegen die Befestigungsclips nicht formschlüssig am Schaumprofil an, kann Zementleim in Richtung

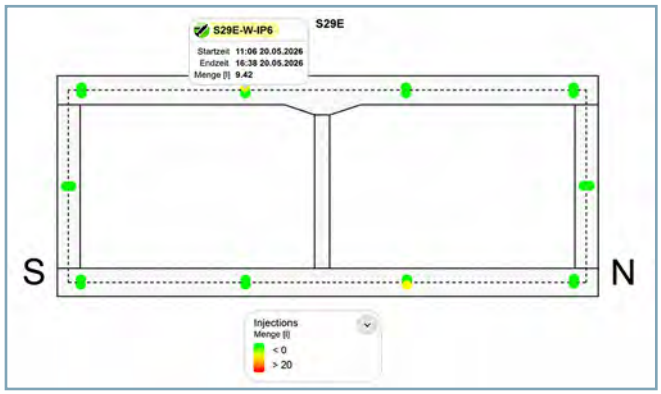


Bild 1 *Fugenabschnitt mit Injektionspunkten und farbcodierter Materialmenge*

des Zuführkanals gelangen und ihn damit blockieren. In der Ausführung wurden die betroffenen Bereiche deshalb zusätzlich mit Klebeband abgedichtet. Diese Maßnahme verhindert zwar den direkten Eintrag, jedoch bildet sich unter dem Frischbetondruck im Befestigungsclip ein halbkugelförmiger Betonpfropfen (Bild 2), der während der Injektion der benachbarten Injektionspunkte wie ein Kugelventil fungiert. Zusammen mit dem Klebeband kann dieser Pfropfen bei Gegendruck von der Fugenbandseite den Zuführkanal verschließen. Der Kanal erscheint dann zunächst von der Beaufschlagungsseite her zugänglich, verschließt sich jedoch unter Druck von der Gegenseite oder lässt nur einen eingeschränkten Durchfluss zu.

Solche Effekte zeigen, warum eine reine „Ja/Nein-Dokumentation" – Injektion ausgeführt oder nicht ausgeführt – für die Qualitätsbewertung nicht ausreichend ist. Ein blockierter Zulauf, eine unerwartete Querverbindung, ein Austritt an der Oberfläche oder ein Materialaustritt an einer anderen Injektionsstelle können ähnliche Endzustände erzeugen, obwohl die Ursachen und erforderlichen Maßnahmen unterschiedlich sind. Vor Beginn der Verpressung müssen daher alle Injektionspunkte kontrolliert, bezeichnet und dem jeweiligen Fugenabschnitt zugeordnet werden. Die Leitungsführung ist auf Durchgängigkeit zu prüfen; erkennbare Beschädigungen oder Blockagen sind zu bewerten und zu dokumentieren. Auch der Zeitpunkt der Injektion beeinflusst das Ergebnis. So müssen Beton und Fugenband ausreichend erhärtet bzw. stabil sein, damit die vorgesehenen Injektionswege erhalten bleiben und die aufzubringenden Drücke keine unzulässigen Verformungen verursachen. Gleichzeitig dürfen Alterung, Baustellenverschmutzung oder spätere Überbauung den Zugang zu den Anschlüssen nicht übermäßig erschweren. Daraus folgt, dass Injektion und Datenvorbereitung als geplanter Arbeitsgang in den Bauablauf integriert werden müssen. Die digitale Zuordnung der Punkte sollte vor Ort geprüft werden, bevor das erste Material verarbeitet wird.

3 Injektionsablauf

Die Verpressung erfolgt in einer vorgegebenen Reihenfolge entlang des Fugenbands. Begonnen wird an einem eindeutig definierten Injektionspunkt. Von dort wird ohne Unterbrechung injiziert, bis Material am benachbarten Punkt austritt. Das austretende Material wird aufgefangen und beobachtet. Erst wenn es blasenfrei und frei von erkennbaren Verunreinigungen ist, wird der erreichte Punkt geschlossen. Anschließend wird weiter injiziert, bis eines der festgelegten Abbruchkriterien erfüllt ist. Danach wird auch der aktuelle Punkt geschlossen und die Verpressung am angrenzenden Injektionspunkt fortgesetzt. Auf diese Weise lässt sich der Materialweg schrittweise entlang des Systems nachvollziehen. Bild 3 zeigt diese schrittweise Arbeitsfolge für die oberen und unteren Injektionswege mit den jeweils zugeordneten Start- und Endpunkten sowie Materialmengen.

Diese Vorgehensweise kombiniert geometrische Logik mit messbaren Prozessgrenzen. Ein Abbruchkriterium stellt zunächst ein Materialverlust an der Bauteiloberfläche dar, weil ein solcher auf einen unerwünschten Austrittsweg hinweist. Ebenfalls beendet oder unterbrochen wird der Vorpressvorgang, wenn Material an anderen, nicht erwarteten Injektionspunkten austritt. Ein weiteres Kriterium ist das Erreichen einer maximalen Materialmenge. Dabei schafft eine kontrollierte Reserve gegenüber dem theoretischen Kanalvolumen zusätzliche Sicherheit, kann zugleich aber das Erkennen eines Materialverlustes in nicht vorgesehene Hohlräume erschweren.
Für die Druckhaltung wird ein zeitbezogenes Kriterium verwendet: Kann der Injektionspunkt fünf Minuten unter Druck gehalten werden und liegt die mittlere Materialaufnahme dabei unter 0,01 l/min, wird von einer hinreichenden Sättigung



Bild 2 *Halbkugelförmiger Betonpfropfen im Befestigungsclip*

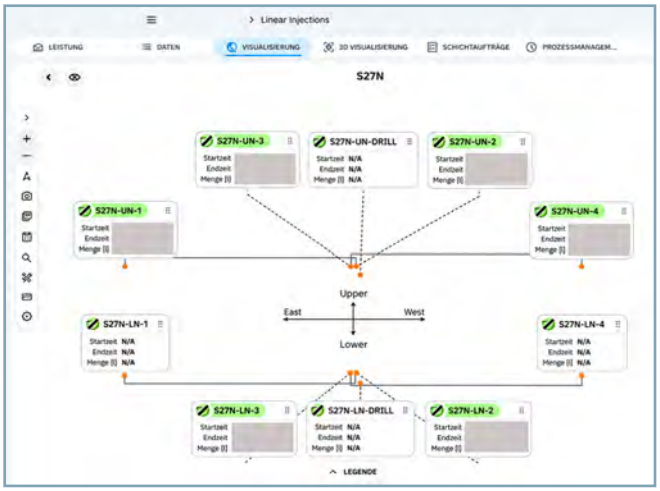


Bild 3 *Schematischer Ablauf und Kennwerte*

und einem weitgehend geschlossenen System ausgegangen. Dieses Kriterium ist aussagekräftiger als ein einzelner Spitzendruck, weil es Druck, Zeit und Restfluss gemeinsam betrachtet. Die Nachinjektion wird ebenfalls bis zum Erreichen eines Abbruchkriteriums fortgesetzt und muss als eigener Datensatz erkennbar bleiben.

Der Injektionsdruck wird so niedrig wie möglich und nur so hoch wie notwendig gewählt. Nach den technischen Angaben des Fugenbandherstellers wird der EPDM-Schaum in einem Druckbereich von etwa 3 bis 10 bar komprimiert [3]. Für die Baustellenanwendung sind zusätzlich die Verarbeitungszeit des Materials, die Nachinjektion, die temperaturabhängige Viskosität – insbesondere im Winter – sowie die Haftung zwischen Beton und EPDM-Schaum zu berücksichtigen. Auch ein ausreichender Volumenstrom muss erhalten bleiben.

Im Projekt wurde der Maximaldruck deshalb auf 20 bar begrenzt und nach der ersten Injektion überprüft. Lange Injektionszeiten bei moderatem Druck liefern grundsätzlich bessere Informationen und meist ein gleichmäßigeres Ergebnis als ein kurzer Arbeitsgang mit hohem Druck. Damit die Messung den tatsächlichen Prozess abbildet, wird der Druck möglichst nahe am Eingang des Injektionspunktes erfasst. Ein weit von der Fuge entfernter Sensor würde Druckverluste in Schlauch, Kupplung und Förderleitung miterfassen. Insbesondere bei Materialien mit einer hohen Viskosität oder niedrigen Temperaturen könnte dadurch am Gerät ein hoher Wert angezeigt werden, obwohl am Bauteil ein deutlich geringerer Druck anliegt. Die räumliche Nähe des Sensors vermindert diese Unsicherheit. Druck, Durchfluss, Volumen und Zeitstempel müssen dabei synchron erfasst werden, damit der Verlauf später plausibel rekonstruiert werden kann.

4 Digitale Erfassung und Bewertung

Für den Nordhavnstunnel wird eine Injektionsanlage mit digitaler Steuerung und Aufzeichnung eingesetzt. Diese erfasst Druck, Durchfluss, injiziertes Volumen und Dauer elektronisch und überträgt die Daten gerätebezogen per Programmierschnittstelle (API) direkt von der Baustelle an die zentrale Datenplattform. Über die eindeutige ID werden die Datensätze automatisch den zugehörigen Arbeitsaufträgen und Planpunkten in der zentralen Datenplattform zugewiesen. Erst diese Verbindung von Messwert, Ort und Arbeitsvorgang macht



Bild 4 *Tunnelabschnitte mit farbcodierten Fugen*

aus den Maschinendaten eine belastbare Baudokumentation. **Bild 4** zeigt eine Übersicht mit farbcodierten Fugen; zu den einzelnen Punkten können die zugehörigen Mengen- und Zeitangaben direkt aufgerufen werden [2].

Während der Ausführung werden Druck, Durchfluss, injiziertes Volumen und Dauer als Zeitreihen aufgezeichnet. Das Bedienpersonal kann dadurch erkennen, ob sich der erwartete Materialaustritt am Nachbarpunkt einstellt, der Volumenstrom gleichmäßig abnimmt oder ein abrupter Drucksprung auf eine Blockade hindeutet. Parallel werden Ereignisse wie Punktwechsel, Schließen eines Anschlusses, Oberflächenaustritt oder Sekundärinjektion dokumentiert. Die digitale Aufzeichnung ersetzt nicht die fachliche Beobachtung; sie führt Beobachtung und Messkurve zeitlich zusammen und macht sie später überprüfbar [4].

Nach Abschluss eines Injektionsdatensatzes stehen die Daten online zur Verfügung. Die Plattformnutzer können sie nach Fugen, Punkten und Ausführungsabschnitten filtern und Volumen, Dauer, Flussverlauf und Druckhaltung gegen die projektspezifischen Kriterien prüfen. Auffällige Vorgänge werden automatisch markiert und mit Feststellungen oder Freigaben ergänzt. **Bild 5** zeigt den zeitlichen Verlauf von Druck, Durchflussrate und Gesamtmenge sowie die zugehörigen Vorgangs- und Freigabeinformationen.

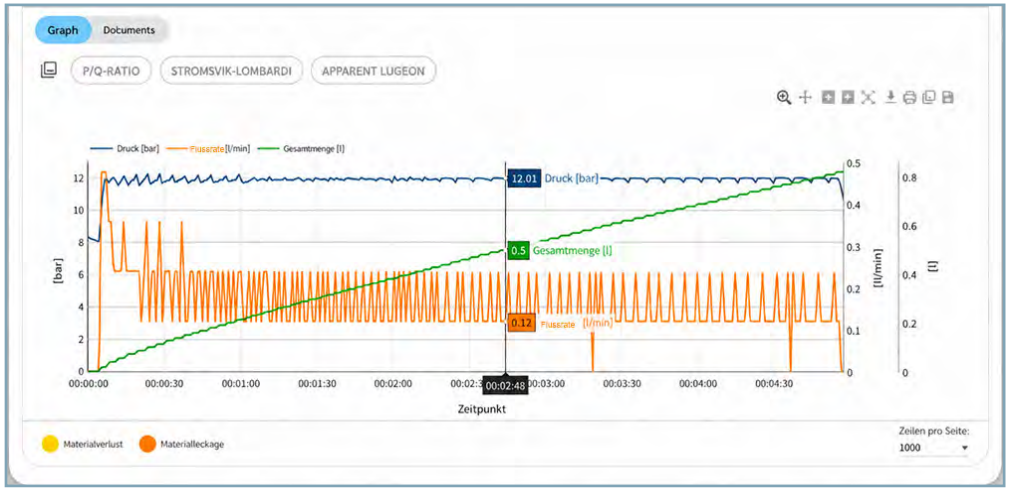


Bild 5 *Exemplarischer zeitlicher Verlauf eines Injektionsvorgangs*

Ein besonderer Nutzen liegt in der Vergleichbarkeit. Handschriftliche Protokolle unterscheiden sich häufig in Umfang und Genauigkeit. Die automatische Erfassung verwendet dagegen durchgängig dieselbe zeitliche Auflösung, dieselben Einheiten und dieselben Zuordnungsfelder. Damit lassen sich benachbarte Fugen leichter vergleichen und wiederkehrende Muster erkennen. Voraussetzung bleiben geeignete Sensoren, verlässliche Zeitstempel und die richtige Zuordnung zum Injektionspunkt.

Neben der Einzelkurve hilft der Vergleich mehrerer Vorgänge, um die Fugenabschnitte zu analysieren und den Erfolg der Maßnahmen zu beurteilen. **Bild 6** stellt Injektionsdruck und Materialmenge für fünf aufeinanderfolgende Injektionen gegenüber. Auffällige Kombinationen werden dadurch rasch sichtbar und können vom Plattformnutzer mit Lage, Anschlussdetail und den Beobachtungen auf der Baustelle abgeglichen und fachlich auf Plausibilität geprüft werden.

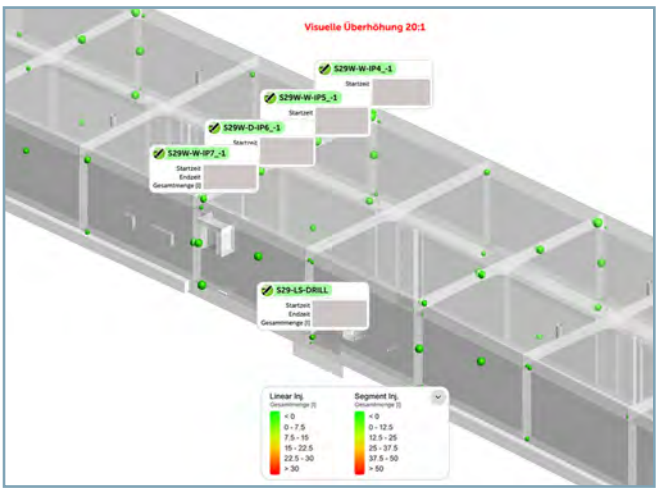


Bild 7 *3D-Ansicht der Injektionsmaßnahmen im Referenzmodell*

5 Digitale Projektdokumentation

Der Datenfluss beim Projekt Nordhavnstunnel ist bewusst einfach gehalten: Die Injektionsanlage sendet die Herstellungsdaten direkt per API, und die eindeutige ID ordnet jeden Vorgang automatisch dem vorgesehenen Arbeitsauftrag zu. Damit entfällt die nachträgliche Übertragung aus einzelnen Maschinenprotokollen. Jeder Plattformnutzer sieht den aktuellen Ausführungsstand, die Bauleitung erhält einen Überblick über Freigaben und Auffälligkeiten, und die Qualitätssicherung kann vom Fugenabschnitt bis zur einzelnen Messkurve navigieren.

Für die räumliche Darstellung stellte der Bauherr ein IFC-Modell bereit. Die Koordinaten der vorhandenen Injektionsstellen wurden daraus übernommen. Fehlende Punkte wurden mit einem Grasshopper-Skript aus der IFC-Logik und den Projektparametern modelliert und berechnet. In der 3D-Ansicht werden die Injektionsvolumina als Kugeln dargestellt: Ihr Volumen entspricht der tatsächlich erfassten Menge, die Kugelform dient lediglich der schematischen Visualisierung.

Diese Projektsicht verbindet das Referenzmodell mit den tatsächlich ausgeführten Injektionen, ohne den Arbeitsablauf mit zusätzlicher Modellierungsarbeit zu belasten. Die 3D-Darstellung macht Lage, Status und eingebrachte Menge im Tunnelzusammenhang unmittelbar nachvollziehbar. Die dargestellten Kugelvolumina entsprechen den erfassten Materialmengen; die Kugelform selbst ist schematisch (**Bild 7**). Der Vorteil für das ausführende Unternehmen liegt in der schnellen und automatischen Zuordnung von Ausführungsinformationen zu den jeweiligen Bauteilen.

6 Nutzen und Grenzen

Die digitale Erfassung und Darstellung von Injektionsdaten schafft gegenüber einer rein händischen Dokumentation zusätzliche Transparenz. Zeitreihen und dokumentierte Ereignisse machen den ansonsten nicht einsehbaren Injektionsvorgang nachvollziehbar. Feldstudien zum digitalen Datenmanagement bei Injektionsarbeiten zeigen, dass sich Dokumentationsprozesse gegenüber herkömmlichen Abläufen um bis zu 70 % reduzieren lassen [5]. Im Nordhavnstunnel liegt der praktische Vorteil für das ausführende Unternehmen vor allem darin, dass Berichte und Übersichten nicht mehr aus einzelnen Protokollen zusammengesucht werden müssen und Rückfragen zu Punkt, Menge oder Zeitpunkt direkt aus dem gemeinsamen Datenbestand beantwortet werden können.

Entscheidend ist, möglichst viel Baustellenrealität mit den Messdaten zu verbinden. Neben den automatisch erfassten Kurven gehören dazu Beobachtungen, Kommentare, Punktwechsel, Oberflächenaustritte, Fotos und Freigaben. Je voll-

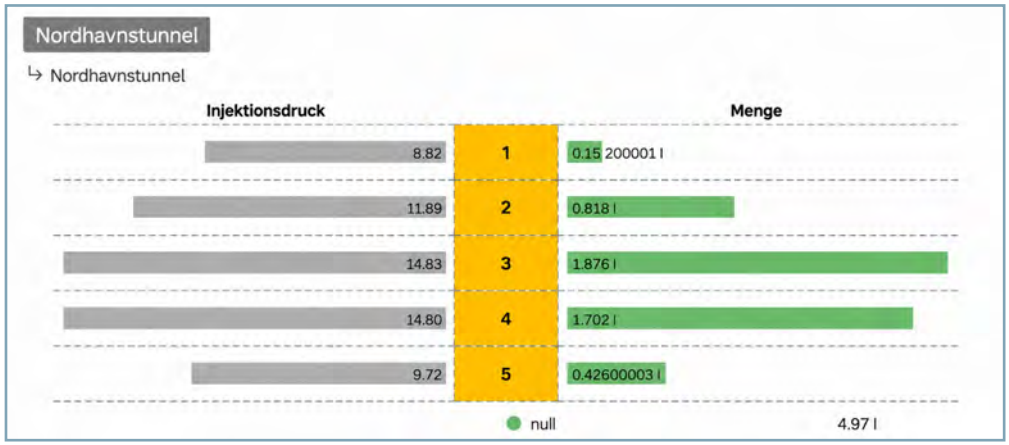


Bild 6 *Vergleich von Injektionsdruck und Materialmenge bei 5 Injektionsvorgängen*

ständiger der Ausführungsprozess dokumentiert ist, desto besser lassen sich ungewöhnliche Verläufe einordnen und Entscheidungen später nachvollziehen. Die Plattform sammelt damit nicht nur Zahlen, sondern hält auch den fachlichen Kontext der Ausführung fest.

Diese gemeinsame Sicht verkürzt die Rückkoppelung zwischen Injektionsteam, Bauleitung und Qualitätssicherung. Auffälligkeiten werden sichtbar, solange Personal, Gerät und Anschlüsse noch verfügbar sind. Gleichzeitig bleiben die ausgeführten Mengen, Sekundärinjektionen und dokumentierten Besonderheiten langfristig auffindbar und können bei späteren Untersuchungs- oder Reparaturmaßnahmen, aber auch im Zuge von Nachforderungen und Claim Management herangezogen werden.

Das Beispiel Nordhavnstunnel zeigt damit einen pragmatischen Weg von der Vermutung zum Wissen. Nicht ein einzelner Messwert, sondern die Kombination aus festgelegter Injektionsfolge, bauteilnaher Datenerfassung, eindeutiger Zuordnung und den Beobachtungen des ausführenden Unternehmens macht den verdeckten Prozess nachvollziehbar. Digitale Injektionsdokumentation ist hier nicht nur Dokumentation, sondern ein direktes Werkzeug für Ausführung und Qualitätssicherung.

Literatur

[1] Vejdirektoratet (2026): Nordhavnstunnel – Om projektet. Projektinformationen und technische Eckdaten. https://www.vejdirektoratet.dk/vejprojekter/nordhavnstunnel/om-projektet (Abruf: 13.08.2026).

[2] Christiansen & Essenbæk A/S (2026): Digitalization meets injection repair: Why assume when you can know? Unveröffentlichte Vortrags- und Projektunterlagen zum Nordhavnstunnel, Glostrup, Dänemark.

[3] Trelleborg Marine & Infrastructure (2026): W29-series Waterstop. Produktinformation zur doppelseitig injizierbaren W29-i-Serie. https://www.trelleborg.com/en/marine-and-infrastructure/products-solutions-and-services/infrastructure/seals/w29-series-waterstop (Abruf: 13.08.2026).

[4] Winkler, L.; Ouschan, M.; Rathenböck, F. (2019): Digital Documentation- and Data Management for Grouting Measures. In: Johansson, E. (Hrsg.), Nordic Grouting Symposium 2019, S. 118–130. http://hdl.handle.net/20.500.12708/62739

[5] Winkler, L. (2020): Digitales Datenmanagement für Injektionsarbeiten. Dissertation, TU Wien. https://doi.org/10.34726/hss.2020.76450

Uwe Party, Dipl.-Ing., Geschäftsführer, de Graaff Bautenschutz GmbH, Bonn (DE)
Jan de Graaff, Dr., Geschäftsführender Gesellschafter, de Graaff Bautenschutz GmbH, Bonn (DE)

Stadtbahnhaltestelle Köln Bf. Deutz/Messe: Abdichtung komplexer Bewegungsfugen mit mehreren Abdichtungsebenen

In der Verteilerebene der Stadtbahnhaltestelle Köln Bf. Deutz/Messe traten im Bereich mehrerer Bewegungsfugen wiederkehrende Wassereintritte auf. Im Mittelpunkt stand ein T-förmiger Fugenknoten zwischen drei Blöcken, in dem innenliegende Dehnfugenbänder, Fugenabschlussbänder und angrenzende Arbeitsfugen zusammenwirken. Das Schadensbild war durch fließendes Wasser im Bereich der Mittelstütze, begrenzte Zugänglichkeit und nur indirekt nachvollziehbare Wasserwege geprägt. Die Injektionsmaßnahme wurde deshalb in drei Teilabschnitten organisiert. Zunächst erfolgte bei anstehendem Wasser eine Vorverpressung mit Polyurethan-Harz zur Wasserstoppung; anschließend wurde die abdichtende Nachverpressung mit luftbeständigem Acrylatgel über Packer und Injektionsnadeln ausgeführt. Der vorliegende Beitrag zeigt, wie Bestandsanalyse, Bohrführung, Abschnittslogik und Verpressdokumentation aufeinander abgestimmt wurden, um die komplexen Bewegungsfugen im Bestand gezielt zu sanieren.

1 Ausgangssituation

Die Stadtbahnhaltestelle Köln Bf. Deutz/Messe ist ein mehrgeschossiges Verkehrsbauwerk der Stadt Köln, das blockweise hergestellt wurde. Die hier vorgestellte Instandsetzungsmaßnahme betraf die Verteilerebene (**Bild 1**), in der im Bereich der Bewegungsfugen zwischen den Blöcken 1, 1a und 3 wiederkehrende Wassereintritte festgestellt wurden. Betroffen waren insbesondere die Bewegungsfugen 1/3, 1a/3 und 1/1a im Bereich eines T-förmigen Fugenknotens an der Mittelstütze.

Die Besonderheit des Schadensbildes lag darin, dass nicht eine einzelne, frei zugängliche lineare Fuge nachzudichten war. Vielmehr treffen im Knotenbereich unterschiedliche Fugenabdichtungssysteme zusammen. In den vertikalen Bewegungsfugen sind innenliegende Dehnfugenbänder vom Typ D-32 dokumentiert; in der Fuge 1/1a ist zusätzlich ein Fugenabschlussband (FF 14/3) an die D-32-Bänder angeschlossen. Gleichzeitig sind in angrenzenden Bereichen außenliegende Arbeitsfugenbänder vorhanden. Für die Injektion waren damit nicht allein die Fugenbreite, sondern vor allem die räumliche Verknüpfung der Abdichtungssysteme und der tatsächliche Wasserweg maßgebend.

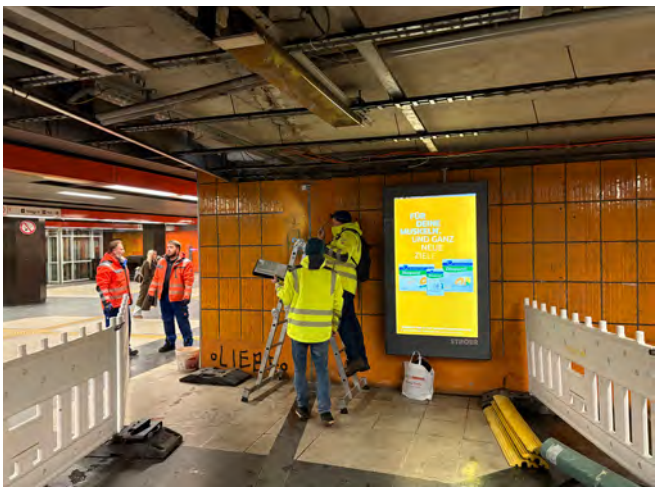


Bild 1 *Teilbereich 1 zu Beginn der Injektionsarbeiten*

Bei Ortsterminen zeigte sich im Bereich der Mittelstütze fließendes bzw. eindringendes Wasser im freien Fugenraum. Die sichtbare Leckage ließ jedoch nur bedingt Rückschlüsse auf den maßgeblichen Wasserweg zu. Aus fachplanerischer Sicht wurde deshalb der T-förmige Fugenbandknoten als wahrscheinliche Schadensursache bewertet. Für den Verarbeiter bedeutete dies eine typische Aufgabenstellung im Bestand: Der Wasserzutritt musste gestoppt werden, ohne die vorhandenen Fugenbandlagen durch unkontrollierte Bohrungen zusätzlich zu schädigen.

Die abschnittsweise Gliederung der Maßnahme ist im Grundriss der Verteilerebene dargestellt (**Bild 2**). Sie war nicht nur ein organisatorisches Hilfsmittel, sondern die Grundlage der Ausführungslogik auf der Baustelle. Die drei Teilabschnitte ermöglichten eine eindeutige Zuordnung von Packerlagen, Verpressreihenfolge, Materialaufnahme und Tagesdokumentation.

Für die technische Bearbeitung wurden die Injektionsarbeiten in Detailbereiche gegliedert. Detail A betraf die Außenwand, Detail B die Deckenfuge, Detail C den Wand-/Stützenbereich, Detail D die Bodenfuge und Detail E den Bereich Boden/Stütze. Diese Detailstruktur erleichterte die Überführung des Sanierungskonzepts in eine praktisch ausführbare Packer- und Abschnittslogik.

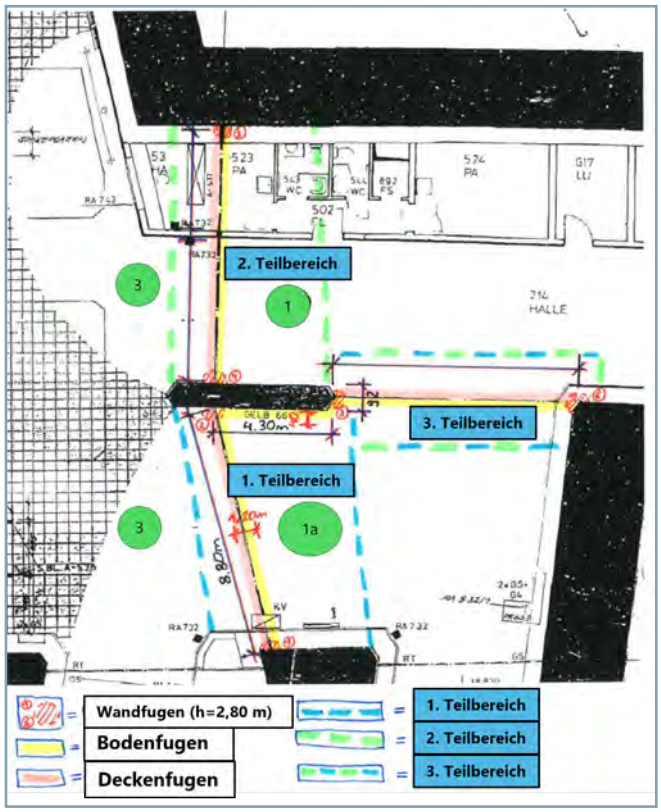


Bild 2 Darstellung der drei Teilabschnitte im Grundriss

2 Planung und Ausschreibung

Die Planung und Ausschreibung der STUVAtec GmbH beruhte auf einer mehrstufigen Betrachtung. Zunächst wurden die Bestandspläne, die vorhandenen Fugenbandanschlüsse und die Ergebnisse früherer Sanierungsversuche ausgewertet [1]. Aus Sicht des Verarbeiters war besonders wichtig, dass das Sanierungskonzept keine bloße lineare Fugeninjektion vorsah, sondern eine Flächeninjektion in Bauteil- bzw. Bauwerkszwischenräumen mit dem Ziel, den Zwischenraum im Bereich des Fugenknotens kontrolliert zu füllen und damit Umläufigkeiten zu unterbinden.

Für die Ausschreibung und Arbeitsvorbereitung bedeutete dies, dass die Leistung nicht allein über eine Menge an Injektionsstoff beschrieben werden konnte. Erforderlich waren vielmehr konkrete Angaben zu Bohrdurchmessern, Bohrwinkeln, Bohrtiefen, Packerarten, Verpressreihenfolgen, zulässigen Drücken und Dokumentationspflichten. Ebenso mussten die Teilabschnitte, Detailbereiche und die Schnittstellen zu Betrieb, Logistik und Bauüberwachung eindeutig beschrieben werden.

Ein wesentlicher Punkt war das angetroffene fließende Wasser. Unter diesen Bedingungen wäre eine unmittelbare Gelinjektion nur eingeschränkt beherrschbar gewesen. Deshalb wurde zunächst eine Vorverpressung mit schnell reagierendem PU-Harz vorgesehen und ausgeführt. Diese Vorverpressung diente dazu, den Wasserzutritt in den Fugenzwischenraum zu stoppen und damit einen beherrschbaren Injektionsraum für die anschließende Gelverpressung herzustellen. Erst im zweiten Schritt erfolgte die eigentliche abdichtende Verpressung mit dem Acrylatgel.

Parallel dazu waren die Randbedingungen des Bestandsbauwerks zu berücksichtigen. Die Arbeiten erfolgten in einem weiterhin genutzten Verkehrsbauwerk mit betrieblicher Koordination, eingeschränkter Zugänglichkeit und zusätzlichen Anforderungen aus parallel geplanten Sanierungsleistungen. Das abschnittsweise Vorgehen war daher auch aus baubetrieblicher Sicht folgerichtig.

Für die Bohrführung galt, dass der Fugenspalt sicher getroffen, die Bestandsfuge möglichst von unten nach oben gefüllt und die vorhandene Fugenbandlage geschont werden musste. Die Bohrpacker wurden so angeordnet, dass der Fugenspalt sicher getroffen, die Bestandsfuge möglichst von unten nach oben verfüllt und die vorhandene Fugenbandlage nicht beschädigt wurde (**Bild 3**). In der Ausführung wurde diese Grundlogik je nach Detailbereich an Bauteildicke, Zugänglichkeit und Wasserführung angepasst.

3 Details und Herausforderungen

Die Ausführung wurde in fünf Verpressdetails gegliedert, die den geometrisch unterschiedlichen Fugenabschnitten des T-förmigen Knotens zugeordnet waren. Diese Detaillierung war für die Baustellensteuerung wesentlich, weil die einzelnen Bereiche zwar hydraulisch miteinander kommunizieren konnten, jedoch unterschiedliche Zugänglichkeiten, Bohrlängen, Bauteildicken und Wasserbeanspruchungen aufwiesen. Die Details A bis E (**Bild 4** bis **Bild 8**) dienten deshalb nicht nur der Mengenerfassung, sondern bildeten das gemeinsame Bezugssystem für Ausführung, Bauüberwachung und Bewertung des Injektionserfolgs [3].

Detail A (**Bild 4**) beschreibt die erdberührte Außenwandfuge. Die Verpressung erfolgte von der Innenseite der Vertei-

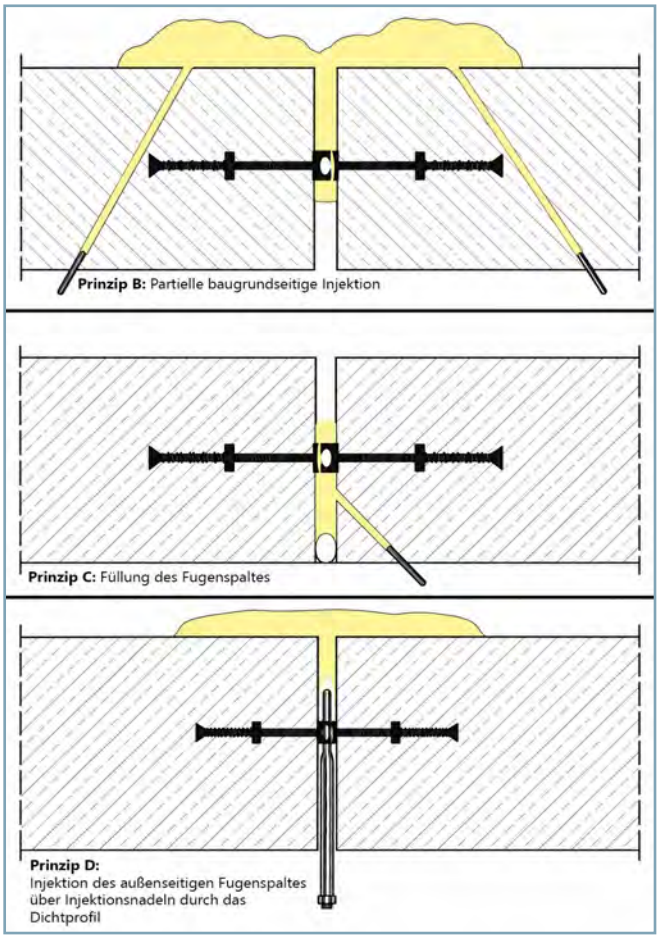


Bild 3 Prinzipskizzen zur Anordnung der Bohrpacker [2]

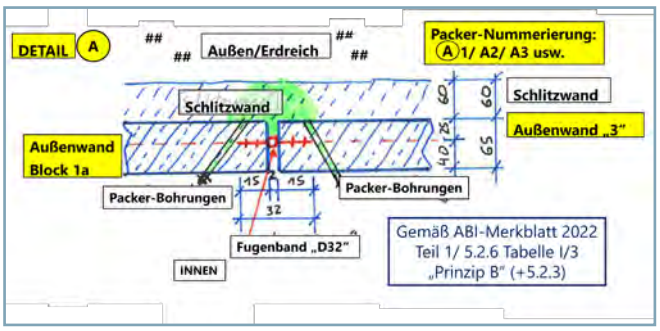


Bild 4 Detail A: Injektion der erdberührten Außenwandfuge

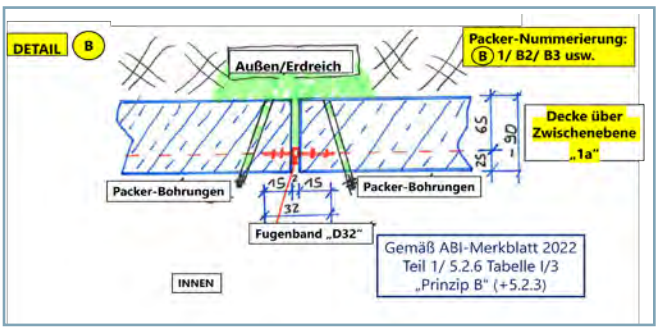


Bild 5 Detail B: Injektion der Deckenfuge

lerebene aus, wobei die Bohrungen den Fugenspalt im Bereich der vorhandenen Bestandsabdichtung treffen mussten. In den Tagesberichten sind Schraubpacker, Bohrdurchmesser von überwiegend 12/14 mm und Bohrlängen von etwa 700 bis 900 mm bzw. 850 mm dokumentiert. Die Herausforderung lag darin, die Fuge trotz Bauteildicke, Bestandstoleranzen und nicht unmittelbar sichtbarer Fugenbandlage sicher anzubohren. Gleichzeitig war die Außenwand wasserbeaufschlagt; die Injektion musste daher gegen anstehenden Wasserandrang erfolgen. Bei fließendem Wasser war die PU-Harz-Vorverpressung in diesem Bereich besonders wichtig, weil erst durch das schnelle Reagieren des Harzes der unmittelbare Wasserweg beruhigt und eine nachfolgende Gelverpressung kontrolliert ausgeführt werden konnte.

Detail B (Bild 5) betraf die Deckenfuge. Dieser Bereich stellte in der Ausführung einen der mengenmäßig stärksten Verpressabschnitte dar. Die Fugenlängen lagen in den dokumentierten Kampagnen bei rund 8,80 m bzw. 10,00 m; die Bohrlängen reichten bis etwa 1.250 mm bzw. 1.100 mm. Für den Verarbeiter ist eine Deckenfuge besonders anspruchsvoll, weil Materialverteilung, Luftverdrängung und Wasserdruck ungünstig zusammenwirken können. Wird von innen in einen oberen, erdberührten Fugenabschnitt injiziert, muss verhindert werden, dass sich das Material nur lokal an einzelnen Packern sammelt oder über bevorzugte Wasserwege abläuft. Die Packerabfolge, die Beobachtung benachbarter Austritte und das stufenweise Nachverpressen waren deshalb maßgeblich. Zudem musste die Abdichtung so erfolgen, dass keine unkontrollierte Belastung der Bestandsfugenbänder oder angrenzender Bauteilkanten entstand.

Detail C (Bild 6) umfasste die Wandfuge im Bereich der Mittelstütze und damit den technisch sensibelsten Teil des Fugenknotens. Hier trafen die Bewegungsfugen der Blöcke 1, 1a und 3 zusammen; zugleich war der eigentliche Fugenraum nur eingeschränkt zugänglich. Anders als bei den längeren Wand- , Decken- und Bodenfugen wurde hier mit Injektionsnadeln gearbeitet. Dokumentiert sind fünf bzw. acht Injektionsstellen mit 10-mm-Bohrungen und einer Bohrtiefe von ca. 30 cm. Die geringe Zahl der Injektionspunkte darf nicht als Hinweis auf eine geringe Bedeutung dieses Details missverstanden werden. Gerade dieser Bereich war für den Wasserweg entscheidend, weil sich Wasser im freien Fugenraum an der Mittelstütze sammeln und von dort in angrenzende Bauteilschichten ausbreiten konnte. Die Herausforderung bestand darin, den Knotenpunkt gezielt zu erreichen, ohne ihn durch zu hohe Drücke oder unkontrollierte Bohrungen weiter zu öffnen.

Detail D (Bild 7) betraf die Bodenfuge. In den Ausführungsunterlagen ist dieser Bereich sowohl als zugängliche Bodenfuge mit Fugenbreiten von circa 25 bis 30 mm als auch in Teilbereichen als erdberührter Boden-/Perimeterbereich dokumentiert. Die Bohrtiefen reichten je nach Lage und Kampagne von etwa 500 mm bis 1.200 mm; die Fugenlängen lagen bei rund 8,80 m bzw. 10,00 m. Ausführungstechnisch war die Bodenfuge deshalb schwierig, weil horizontale Fugenabschnitte häufig als Sammel- und Verteilräume für Wasser wirken. Gleichzeitig bestehen bei Bodenfugen erhöhte Anforderungen an Verdämmung und Materialkontrolle, weil Materialaustritte unter Belägen, an Anschlüssen oder an bereits geöffneten Fehlstellen möglich sind. Die Kombination aus PU-Füllschnur, temporärer Verdämmung und anschließender Injektion musste so abgestimmt werden, dass das Injektionsmaterial nicht oberflächennah austritt, sondern sich im Fugenzwischenraum verteilt.

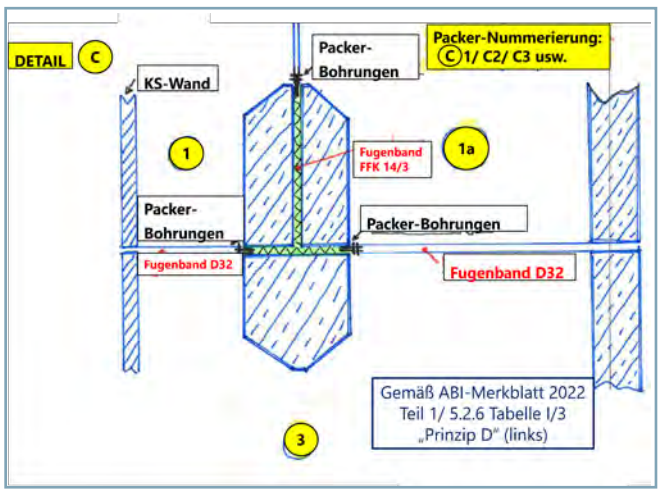


Bild 6 Detail C: Injektion im Bereich der Mittelstütze

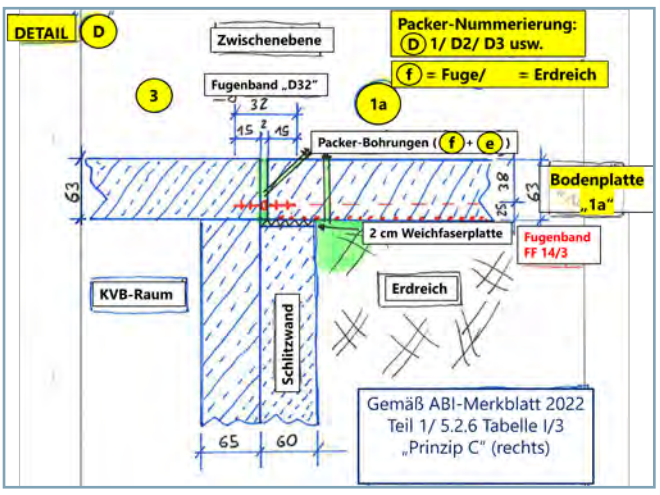


Bild 7 Detail D: Injektion der Bodenfugen

Detail E (Bild 8) betraf den Bereich Boden/Stütze bzw. Boden-Perimeter an der Stütze. Dieser Detailpunkt war geometrisch kurz, aber abdichtungstechnisch wesentlich, weil hier horizontale Bodenfugen, Stützenanschluss und der T-förmige Fugenverlauf zusammentrafen. Die Dokumentation weist für E Fugenlängen von rund 4,30 m, Schraubpacker mit 12/14-mm-Bohrungen und Bohrlängen von etwa 700 bis 900 mm aus. Gerade im Bereich Boden/Stütze können kleine Fehlstellen große Auswirkungen haben, weil Wasser dort aus einem Bauteilzwischenraum in angrenzende Fugenabschnitte übertreten kann. Die Verpressung musste daher den Übergang zwischen flächiger Füllung des Fugenzwischenraums und punktueller Abdichtung am Stützenfuß herstellen. Herausfordernd war insbesondere, dass der Erfolg nicht allein an einem sichtbaren Austritt bewertet werden konnte; auch nicht sichtbare Umläufigkeiten mussten mitgedacht werden.

Über alle Details hinweg war die größte Herausforderung die sichere Interpretation des Bestands. Die vorhandenen Pläne und die sichtbare Fuge gaben Anhaltspunkte, ersetzten aber nicht die laufende Bewertung während der Ausführung. Bohrmehl, Wasserzutritt, Druckanstieg, Materialaufnahme und Kommunikation zwischen Packern lieferten wichtige Hinweise darauf, ob der gewünschte Fugenraum erreicht wurde. Diese Beobachtungen mussten unmittelbar in die weitere Verpressreihenfolge einfließen. Der Verarbeiter bewegt sich bei solchen Maßnahmen zwischen Planung und Erkundung: Jede Bohrung ist zugleich Arbeitsfortschritt und Informationsgewinn.

Hinzu kam die notwendige Trennung der beiden Injektionsziele. Die PU-Harz-Vorverpressung diente primär dem Wasserstopp bei fließendem Wasser. Sie musste schnell genug reagieren, um den Wasserweg zu beruhigen, durfte den später zu verpressenden Raum aber nicht so vollständig blockieren, dass die Acrylatgelinjektion ihre flächige Wirkung verliert. Die Gelverpressung mit MC-Injekt GL95 TX hatte demgegenüber die Aufgabe, den Fugen- bzw. Bauteilzwischenraum abdichtend zu füllen und eine elastisch wirkende Dichtungsebene auszubilden. Für die Ausführung bedeutete dies, dass Zeitpunkt, Materialwechsel, Druckführung und Packerabfolge sorgfältig aufeinander abgestimmt werden mussten.

Eine weitere Herausforderung lag in der Dokumentation. Da der Injektionserfolg in einem mehrschichtigen Bestandsfugenaufbau nicht vollständig visuell kontrolliert werden kann, übernimmt die Dokumentation einen Teil der späteren Nachvollziehbarkeit. Für jedes Detail waren daher Packerlage, Bohrdurchmesser, Bohrtiefe, Material, Menge, Druckverhalten, Verpressdauer und besondere Beobachtungen festzuhalten. Erst die Verknüpfung dieser Angaben mit dem Grundriss der Teilabschnitte ermöglicht es, den tatsächlich bearbeiteten Bereich zu rekonstruieren und Nacharbeiten zielgerichtet zu planen.

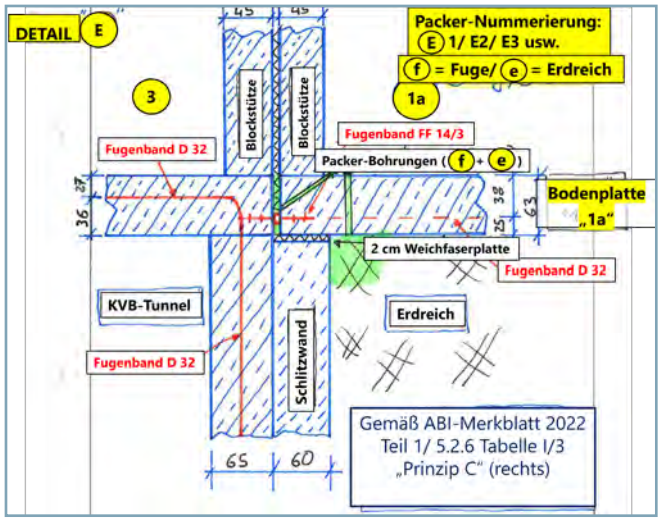


Bild 8 Detail E: Injektion im Bereich Boden/Stütze

4 Ausführung

Die maßgebliche Injektionskampagne wurde im Mai 2026 in drei Teilabschnitten durch die de Graaff Bautenschutz GmbH ausgeführt. Die Teilabschnitte bildeten die räumliche Klammer der Maßnahme; innerhalb dieser Abschnitte wurden die Arbeiten zusätzlich über Detailkennzeichnungen strukturiert. Die vorliegenden Tagesberichte dokumentieren die fünf bearbeiteten Detailbereiche A bis E.

Nach Einrichtung und Absperrung der Arbeitsbereiche sowie der Errichtung von Staubschutzwänden wurden die Fugenabschnitte den Teilbereichen zugeordnet und die Packerlagen auf das Bauteil übertragen. Die Fugen mussten freigelegt, ausgeräumt, verdämmt und angebohrt werden. Hierbei zeigten sich durch die lückenhafte Bestandsdokumentation der Bauteile erhebliche Abweichungen bei den Bohrtiefen. Die Bohrungen waren in Teilbereichen statt der vermuteten 900 mm teilweise bis zu 1.200 mm lang auszuführen. Dies erwies sich für Hammerbohrer als Obergrenze des Ausführbaren, insbesondere im Überkopfbereich. Dort, wo fließendes Wasser anstand, wurde zunächst eine PU-Harz-Vorverpressung als Wasserstoppmaßnahme mit einer 1-K-Pumpe DESOI AirPower S25 ausgeführt. Diese Maßnahme war als vorbereitende Abdichtungsstufe zu verstehen: Sie reduzierte den Wasserfluss so weit, dass die nachfolgende Acrylatgelinjektion mit kontrollierbarem Druck- und Austrittsverhalten durchgeführt werden konnte.

Die Haupt- bzw. Nachverpressung erfolgte anschließend mit 2-K-Pumpen der Firma WIWA und dem Material MC-Injekt GL95 TX. Verwendet wurden je nach Detailbereich Schraubpacker oder Injektionsnadeln. Die Bohrdurchmesser lagen überwiegend bei 12/14 mm; im sensiblen Stützenbereich wurden 10-mm-Bohrungen für Injektionsnadeln dokumentiert. Die Bohrtiefen bzw. Bohrlängen variierten in Abhängigkeit vom Detailbereich und der Bauteildicke zwischen ca. 300 mm und 1.200 mm.

Das abschnittsweise Vorgehen erwies sich aus Sicht des Verarbeiters als technisch und organisatorisch sinnvoll. Es begrenzte das Risiko unkontrollierter Materialverteilung, erleichterte die Beobachtung der Kommunikation zwischen benachbarten Packern und erlaubte eine klare Tagesdokumentation. Erkenntnisse aus einem Teilabschnitt konnten unmittelbar in die Steuerung des nächsten Teilabschnitts einfließen.

Erschwernisse ergaben sich in Bereichen der Aufenthaltsräume im Teilabschnitt 2, da dort im Bereich von asbesthaltigen Bauteilen gearbeitet werden musste [4]. Zur Bearbeitung dieses Bereichs mussten asbesthaltige Lüftungskanäle durch die de Graaff Bautenschutz GmbH nach TRGS 519 zurückgebaut werden. Nach Abschluss der Verpresskampagne wurden die geöffneten Oberflächen aus Fliesenbelag dem Bestand entsprechend wiederhergestellt.

Bauteilfuge	Packer [St.]		Material [l]		Packer [St.]	Material [l]
	PU-Harz	Acrylatgel	PU-Harz	Acrylatgel	Gesamt	Gesamt
1a / 1	124	195	200	940	319	1.140
1a / 1*	–	8	–	75	8	75
1a / 3	102	145	113	550	247	663
3 / 1	77	143	65	375	220	440
Summe	303	491	378	1.940	794	2.318

*Tabelle 1 Zusammenfassung dokumentierter Verpressmengen (ohne Kennzeichnung = Erstverpressung; * = Nachverpressung)*

5 Auswertung der Verpressdokumentation

Die Auswertung der Verpressdokumentation in Tabelle 1 zeigt eine Gesamtmenge von 1.940 l Acrylatgel und 378 l PU-Harz bei 794 dokumentierten Packern bzw. Injektionsnadeln. Die größte Einzelaufnahme entfiel auf die Bereiche zwischen Block 1a und 1 mit 940 Litern. Die zusammengefassten Werte in Tabelle 1 beziehen sich auf die Boden-, Decken- und Wandfugen innerhalb eines Teilbereichs. Die detaillierte Dokumentation schlüsselt die einzelnen Teilbereiche nach Lage und Prinzip der Verpressung auf.

Die Mengenverteilung ist fachlich plausibel: Der größte zusammenhängende Injektionsbereich lag in der Deckenfuge, während der Stützenbereich trotz kürzerer Fugenlänge technisch besonders anspruchsvoll war. Im Bereich 1a/1 war eine Nachverpressung notwendig, da nach der ersten Verpressung noch lokal Wasser eintrat.

Ausführungstechnisch blieb die Balance zwischen ausreichender Füllung und Bauteilschutz die zentrale Herausforderung. Ein zu niedriger Druck führt zu unvollständiger Verteilung, ein zu hoher Druck kann unerwünschte Fließwege aktivieren oder Bestandsdetails beanspruchen. Die Vorverpressung mit PU-Harz und die anschließende abschnittsweise Gelverpressung erwiesen sich als sachgerechte Kombination, weil Wasserstopp und dauerhafte Abdichtung bewusst als zwei aufeinanderfolgende Arbeitsschritte ausgeführt wurden.

Für den Verarbeiter zeigt die Maßnahme, dass bei komplexen Bewegungsfugen im Bestand eine konsequent verwendete Abschnitts- und Packerlogik ebenso wichtig ist wie die Wahl des Injektionsmaterials. Insbesondere die vorhandene Druckwassersituation in einer belebten Passage machte Wasserhaltung und gezielte Vorinjektionen notwendig. Erst dadurch werden Ausführung, Kontrolle und gegebenenfalls Nachsteuerung in einem laufend genutzten Verkehrsbauwerk sicher beherrschbar.

6 Fazit

Die nachträgliche Abdichtung der Bewegungsfugen in der Stadtbahnhaltestelle Köln Bf. Deutz/Messe verdeutlicht die Komplexität von Injektionsmaßnahmen an Bestandsbauwerken. Technisch maßgebend war ein T-förmiger Fugenknoten mit innenliegenden und außenliegenden Fugenabdichtungssystemen, eingeschränkter Zugänglichkeit und möglicher Umläufigkeit im Bereich der Mittelstütze.

Für die Planung war entscheidend, das Schadensbild nicht vorschnell als lokale Fugenversiegelung zu interpretieren. Erst die Auswertung der Bestandspläne, der Fugenbandanschlüsse, der früheren Sanierungsversuche und der Wasserwege führte zu einem gezielten Injektionsansatz. Für die Ausführung war ebenso wichtig, dieses Konzept in drei baustellentaugliche Teilabschnitte und eindeutig gekennzeichnete Detailbereiche zu übertragen.

Die Maßnahme bestätigt aus Sicht des Verarbeiters mehrere praktische Lehren: Bei fließendem Wasser ist eine vorgelagerte Vorverpressung mit PU-Harz ein wesentlicher Arbeitsschritt, um die nachfolgende Gelverpressung technisch beherrschbar zu machen. Die eigentliche dauerhafte Abdichtungswirkung wird anschließend über eine geplante und lückenlos dokumentierte Acrylatgelinjektion hergestellt. Ebenso entscheiden sichere Bohrführung, verständliche Ausführungsunterlagen und saubere Tagesberichte über die Qualität der Maßnahme.

Insgesamt zeigt sich, dass die Injektion komplexer Bewegungsfugen keine schematische Wiederholung gleicher Arbeitsschritte ist. Jedes Detail erforderte eine angepasste technische Entscheidung: lange Bohrungen und Wasserandrang an Außenwand und Decke, punktgenaue Bearbeitung am Stützenknoten, kontrollierte Verdämmung an der Bodenfuge und besondere Aufmerksamkeit an Übergängen zwischen horizontalen und vertikalen Fugenabschnitten. Die Qualität der Maßnahme entstand damit aus dem Zusammenspiel von Sanierungskonzept, Abschnittsbildung, Erfahrung des Verpresspersonals und fortlaufender Beobachtung während der Ausführung.

Langzeitbeobachtungen zur Dauerhaftigkeit waren in den ausgewerteten Unterlagen noch nicht enthalten. Unabhängig davon zeigt das Projekt, wie Injektionstechnik eingesetzt werden kann, um komplexe Bestandsfugen gezielt, abschnittsweise und mit begrenztem Eingriff in ein laufend genutztes Verkehrsbauwerk zu sanieren.

Literatur

[1] STUVAtec Studiengesellschaft für Tunnel und Verkehrsanlagen mbH: Konzept zur Sanierung undichter Bewegungsfugen in der Stadtbahnhaltestelle Bf. Deutz/Messe, 27.05.2025.

[2] ABI-Merkblatt 2022, Teil 1: Nachträgliche Abdichtung und Instandsetzung von Bauwerken durch Injektion.

[3] de Graaff Bautenschutz GmbH: U-BHF Deutz/Messe Köln – Grundriss Teilbereiche, Prinzipskizzen Injektionen und Tagesberichte / Injektionsberichte.

[4] Reducta GmbH: Stadtbahnstation Köln Deutz/Messe – Schadstoffsanierungskonzept, 13.06.2025.



WIWA®

Your project deserves it.



Passend für alle WIWA Injektions-geräte

WIWA INJECT GUARD



Sichere Prozesse. Transparente Kosten.

Der WIWA INJECT GUARD bietet Prozesssicherheit und Kostenoptimierung durch die Aufzeichnung und Dokumentation der Injektionsprozesse.

Entwickelt für anspruchsvolle Bausanierungsprojekte, sichert er die Einhaltung vorgeschriebener Parameter, dokumentiert präzise Messwerte und warnt bei Störungen oder Abweichungen des Mischungsverhältnisses – **damit Budget, Terminplanung und Qualität plankonform bleiben.**

Für mehr Infos einfach QR-Code scannen!

WIWA Wilhelm Wagner GmbH & Co. KG

@wiwa_airless_global_hq

injection@wiwa.de

+49 (0) 6441 609-0

www.wiwa.de

Baugrundinjektionen II

Stefan Leitner, Dipl.-Ing., Bernard Gruppe ZT GmbH, Hall in Tirol (AT)
Matthias Hofmann, Dipl.-Ing., Dr., Galleria di Base del Brennero – Brenner Basistunnel BBT SE, Innsbruck (AT)

Brenner Basistunnel – Baulos H52 Hochstegen: Injektionsarbeiten im Spannungsfeld von Ausschreibung und Ausführung

Injektionsmaßnahmen im Tunnelbau lassen sich trotz sorgfältiger Planung häufig nicht vollständig prognostizieren. Das Baulos H52 Hochstegen des Brenner Basistunnels zeigt, wie geologische und hydrogeologische Randbedingungen während der Ausführung Anpassungen des Injektions- und Vortriebskonzepts erforderlich machen können. Der vorliegende Beitrag beleuchtet die Wechselwirkungen zwischen Erkundung, Injektionsstrategie, Monitoring und Bauablauf sowie deren Auswirkungen auf Vertragsgestaltung und Risikoverteilung. Aus den Erfahrungen des Projekts werden praxisnahe Empfehlungen für die Ausschreibung und Abwicklung komplexer Injektionsmaßnahmen abgeleitet, um Planung und Ausführung besser miteinander zu verzahnen.

1 Einleitung und Projektkontext

Der Brenner Basistunnel (BBT) stellt als Herzstück der europäischen Eisenbahnachse Berlin–Palermo eines der ambitioniertesten Infrastrukturprojekte des 21. Jahrhunderts dar. Mit einer Gesamtlänge von 64 km, inklusive der bereits bestehenden Umfahrung Innsbruck, wird er nach seiner Fertigstellung die längste unterirdische Eisenbahnverbindung der Welt bilden. Ein geologisch, hydrogeologisch und baubetrieblich herausragender Meilenstein innerhalb dieses Planungsbereichs war die Durchörterung der sogenannten Hochstegenzone, die im Rahmen des „Zwischenbauloses" H52 abgewickelt wurde.

Nach dem erfolgreichen Auffahren des Erkundungsstollens (EKS) durch das Vorlos H51 im stabilen und gut beherrschbaren Bündnerschiefer endete dessen Vortrieb kurz vor der prognostizierten, wasserführenden Hochstegenzone (bestehend aus Triaszone und Hochstegenmarmor) bei Projekt-km 29,6. Die Hauptaufgabe des Zwischenbauloses bestand darin, die Vortriebe durch die Triaszone und den Hochstegenmarmor mit potenziellen Lösungserweiterungen bis zum Erreichen des Zentralgneises voranzutreiben. Da zu diesem Zeitpunkt das nachfolgende Baulos H53 ausgeschrieben und vergeben wurde, stand das Baulos H52 unter einem großen terminlichen und baubetrieblichen Erfolgsdruck.

Die primäre ingenieurtechnische und bauwirtschaftliche Herausforderung lag in den extremen hydrogeologischen Rahmenbedingungen der Hochstegenzone. Die Hochstegenzone ist durch karbonatische Gesteine und sehr hohe Bergwasserdrücke von bis zu 85 bar gekennzeichnet (**Bild 1**); gleichzeitig stand das Projekt aufgrund sensibler wasserrecht-

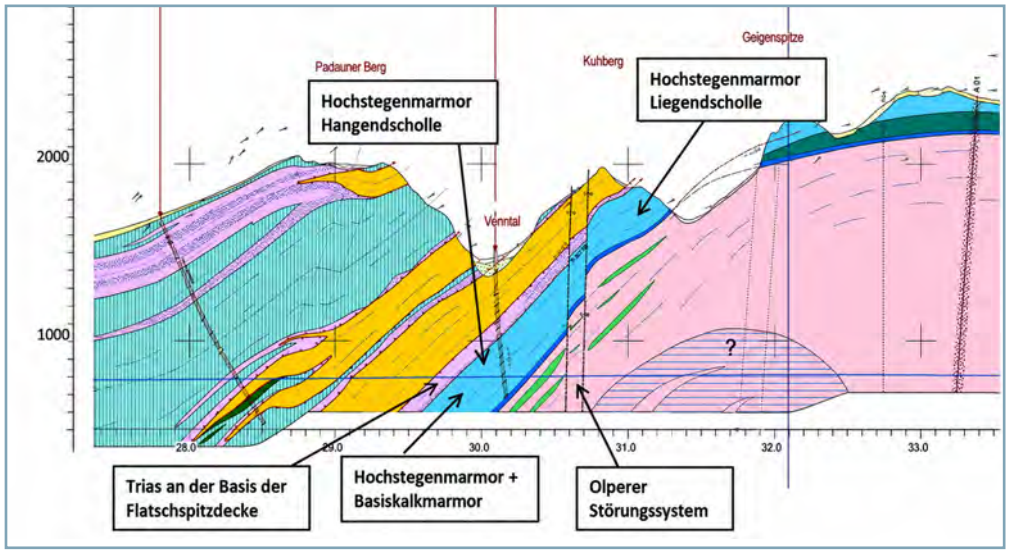


Bild 1 *Geologischer Längsschnitt des Bauloses H52 Hochstegen*

licher Auflagen aus dem UVP-Genehmigungsverfahren unter strenger Beobachtung. Die Behördenauflagen begrenzten die zulässige Absenkung des seichten Bergwasserspiegels auf 30 cm, da die Zone in direkter hydraulischer Verbindung mit dem geschützten Natura-2000-Gebiet im Valsertal steht. Daraus resultierte die strikte vertragliche Verpflichtung zu einer weitgehenden, dauerhaften Abdichtung des Gebirges über die gesamte Verschnittlänge aller drei Tunnelröhren. Zu diesem Zweck wurde auch ein Hilfsangriff aus dem EKS zu den Haupttunneln errichtet, damit im Baulos H52 alle erforderlichen Injektionsarbeiten in allen drei Tunnelröhren (EKS und zwei Haupttunnel) durchgeführt werden konnten (Bild 2). Der Hilfsangriff ermöglichte dabei den vorgezogenen Vortrieb der Haupttunnel und damit die frühzeitige Ausführung der dort erforderlichen Injektionsarbeiten.

Vorauseilende Injektionsmaßnahmen bildeten somit den entscheidenden kritischen Pfad des Projekts. Da sich die tatsächliche Beschaffenheit des Gebirges jedoch im Vorhinein trotz sorgfältiger Erkundungstiefe einer exakten Quantifizierung entzieht, entstand ein extremes Spannungsfeld zwischen den baubetrieblichen Annahmen der Ausschreibung und der tatsächlichen baulichen Ausführung.

2 Geologische und geotechnische Situation

2.1 Ausschreibungsgrundlagen

Die Ausschreibungsplanung für das Baulos H52 basierte auf dem damaligen Stand der geologischen und geotechnischen Erkenntnisse. Ein von der BBT SE entwickeltes, dreidimensionales Bergwassermodell wurde kontinuierlich mit Daten aus den vorangegangenen Bauphasen kalibriert, um die komplexen hydraulischen Zusammenhänge und die Auswirkungen des Tunnelvortriebs im Vorfeld zu simulieren. Aus diesen Betrachtungen ergab sich eine maximal verträgliche Wasserzutrittsmenge von insgesamt ca. 100 l/s für den Bereich der Hochstegenzone.

Die geologisch-geotechnische Prognose ging von einer klar zonierten Struktur aus. Für die dem Marmorkern vorgelagerte Triaszone (Übergangszone) wurde eine Mächtigkeit von rund 10 bis 15 m prognostiziert, bestehend aus wechselnden Lagen von Anhydrit und Rauhwacke, mit standfestem Gebirge bis hin zu vollständig aufgelösten, fließenden Abschnitten unter hohem Bergwasserdruck.

Für den nachfolgenden Hochstegenmarmor wurde im Kernbereich ein mächtiger, mit potenziellen Lösungserweiterungen durchsetzter Felskörper erwartet. Die Ausschreibung unterstellte ein engmaschiges Netz aus zahlreichen, jedoch schmalen Trennflächen, über die das Bergwasser gleichmäßig verteilt zutreten würde. Der Injektionsradius für systematisches Verpressen mit zementösen Suspensionen wurde in der Planung als idealisierte Rechengröße mit 2,5 m angenommen, obschon die tatsächliche Ausbreitung nicht radial erfolgt, sondern sich erst aus der Injizierbarkeit der angebohrten Kluftsysteme ergibt. Aufgrund der enormen statischen Druckhöhen durften sämtliche Bohrungen – sowohl Erkundungs- als auch Injektionsbohrungen – ausschließlich unter Preventer-Schutz für Drücke bis zu 150 bar ausgeführt werden.

2.2 Ist-Situation in der Triaszone

Die geologische und hydrogeologische Ist-Situation ist in [1] detailliert beschrieben und wird im Folgenden kurz wiedergegeben. Beim tatsächlichen Auffahren der Triaszone wich die geologische Realität von den prognostizierten Annahmen ab und stellte die Ausführungsplanung vor völlig neue Herausforderungen. Positiv war zwar, dass die angetroffene Rauhwacke eine hohe Standfestigkeit aufwies. Das fließende oder weiche Gebirgsverhalten blieb aus. Jedoch wies das Gebirge eine dichte Gesteinsmatrix auf und war infolgedessen schwer injizierbar.

Die in der Ausschreibung vorgesehenen, feinkörnigen Zementsuspensionen konnten nicht in die schieferungsgebundene Porosität eindringen, da die tatsächliche Reichweite der Injektionen aufgrund der komplexen Porenstruktur zumeist nur wenige Dezimeter anstelle der geplanten 2,5 m erreichte. Die Porosität zeigte sich in Form kleiner, perlschnurartig angeordneter Lösungserscheinungen; an der Unterseite der Gesteinsprobe war zudem eine geringmächtige Lage aus Lösungsresidual mit hohem Feinkornanteil erhalten (Bild 3).

Auch die Lage der Triaszone wich erheblich von der Prognose ab: Die Rauhwacke wurde deutlich weiter nördlich angetroffen und die reale Verschnittlänge der Triaszone mit dem EKS betrug letztlich rund 50 m – was mehr als das Dreifache der prognostizierten 15 m entsprach. Diese enorme Mengenmehrung an Vortriebsmetern im schwierigen Übergangsbereich, gekoppelt mit der technischen Erkenntnis der schwierigen Injizierbarkeit der Matrix, erforderte eine kontinuierliche, empirische Anpassung der Injektionszyklen und des gesamten Vortriebskonzepts. Trotz umfangreicher Injektionsmaßnahmen

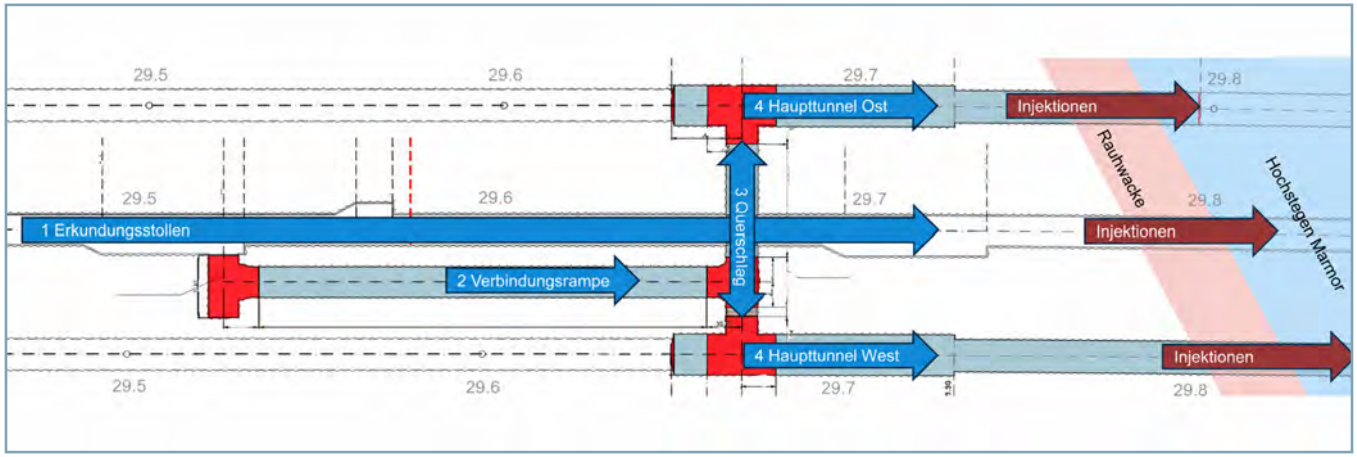


Bild 2 Hilfsangriff Hochstegen für den vorgezogenen Vortrieb der Haupttunnel [6]

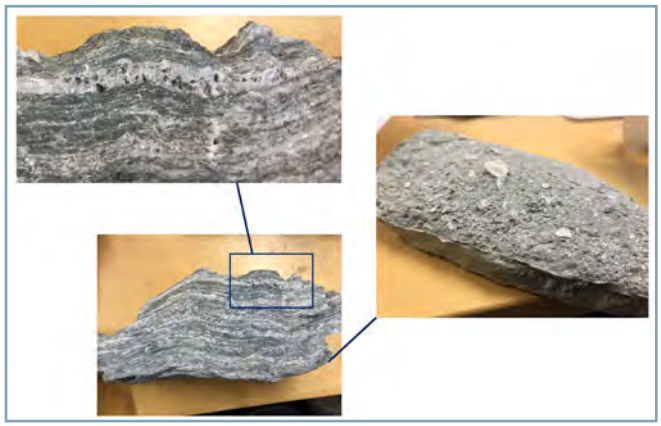


Bild 3 Schieferungsgebundene Porosität der Trias mit Lösungserscheinungen und Lösungsresidual

konnte der Tunnelabschnitt in der Triaszone nicht vollständig abgedichtet werden. Das umfangreiche Monitoring zeigte jedoch, dass Restwasserzutritte von ca. 20 l/s verträglich sind und keine Auswirkungen auf sensible Grundwasserkörper haben (**Bild 4**).

2.3 Ist-Situation im Hochstegenmarmor

Der nördliche Bereich im Hochstegenmarmor verlief zunächst unauffällig. Das Gebirge präsentierte sich phasenweise als trennflächenarm, kompakt und weitgehend trocken. Diese Situation änderte sich jedoch bei ca. Projekt-km 29,9 schlagartig in ein hydrogeologisches Extremszenario, als vorauseilende Erkundungsbohrungen massive Wasserzutritte lieferten (**Bild 5**). Es zeigten sich vereinzelte Lösungserweiterungen (Mikro-Karst) mit Öffnungsweiten von bis zu 30 cm. Entsprechende wasserführende Strukturen waren in Bohrkernen erkennbar (**Bild 6**). Aus diesen Strukturen trat das Bergwasser mit einem statischen Druck von über 60 bar aus, vermischt mit tonig-schluffigem Material [2,3].

Dieses Phänomen entzog sich der regulären Injektionstechnologie vollständig. Die planmäßig ausgeschriebenen Normal- und Feinzementsuspensionen waren aufgrund der enormen Fließgeschwindigkeiten, des hydrostatischen Drucks und des hohen Feinkornanteils im Bergwasser nicht geeignet, um ausreichend abzubinden (**Bild 7**).

Daher musste die Injektionsstrategie grundlegend modifiziert werden. Auf Vorschlag des Auftragnehmers wurde auf den Einsatz von Beton (Korngröße 0/4 mm) umgestellt. Dieser



Bild 5 Wasserzutritt mit hohem Feinmaterialanteil aus einer Erkundungsbohrung

stabile Injektionsbeton wies eine hohe Dichte von 2,3 t/m³ bei gleichzeitig geringem Wasser-Bindemittel-Wert auf, wodurch die Karststrukturen dauerhaft verfüllt werden konnten [8]. Das Einbringen dieses Injektionsmaterials erforderte jedoch den Einsatz von Betonpumpen. Weder diese Maschinentechnik noch die spezifischen Materialkomponenten waren Bestandteil der ursprünglichen Ausschreibung.

3 Vergütung der Injektionsarbeiten

3.1 Anforderungen an den Bauvertrag

Wie im „Kommentar zur EN 12715 – Wie Ihnen die Richtlinie bei der Ausführung hilft“ [4] beschrieben, trägt ein „guter“ Injektionsbauvertrag der grundsätzlichen „Unvollkommenheit" der Leistungsbeschreibung Rechnung und ermöglicht es den Vertragsparteien, auf nicht erkannte Ereignisse angemessen zu reagieren. Injektionsmaßnahmen dieser Art sind ihrer Natur nach mit einer Ungewissheit in Art, Güte, Umfang und Umständen behaftet, die sich aus den Unsicherheiten der geolo-



Bild 4 Restwasserzutritte im Erkundungsstollen innerhalb der Triaszone



Bild 6 Bohrkern mit wasserführenden Strukturen



Bild 7 Unzureichende Verfüllung der wasserführenden Strukturen

gischen Situation und der begrenzten Aussagekraft punktueller Vorauserkundungen ergibt.

Für die Ausschreibung der Injektionsarbeiten am Baulos H52 bedeutete dies, dass die leistungs- und kostenrelevanten Zusammenhänge – etwa Anzahl, Gleichzeitigkeit und Auslastung der Injektionspumpen, Wichte der Suspension, Pumprate oder die anzuwendenden Abbruchkriterien – im Zuge der Planung, der Leistungsbeschreibung und des Leistungsverzeichnisses entsprechend flexibel im Bauvertrag verankert werden mussten.

Im Kern handelte es sich dabei um die grundsätzliche Entscheidung zwischen einer Verfahrens- und einer Ergebnisspezifikation im Sinne der EN 12715 [5], wobei sich das Baulos H52 – wie im Folgenden dargestellt – für ein hybrides Modell entschied, das beide Ansätze kombiniert. Die Verfahrensspezifikation spiegelt sich dabei in der detaillierten Vorgabe von zulässigen Injektionsmitteln und Bohrverfahren wider, während das eigentliche Dichtigkeitskriterium (die geforderte Reduktion der Durchlässigkeit laut Wasserrechtsbescheid) als reines Ergebnisziel (Ergebnisspezifikation) definiert wurde.

Die Kombination aus Verfahrens- und Ergebnisspezifikation reduziert einerseits die planerischen Möglichkeiten auf technisch geeignete Verfahren und erhält andererseits die notwendige Flexibilität, um auf die tatsächlichen Gebirgsverhältnisse reagieren zu können.

3.2 Vertragsgrundlagen für das Los H52

3.2.1 Grundsätze der Ausschreibung

Die Ausschreibung der Injektionsarbeiten am Baulos H52 hat diesen Erkenntnissen dahingehend Rechnung getragen, dass eine breite Palette an Bohrverfahren und Injektionsmitteln vorgesehen wurde, um auf die im Zuge der Ausführung tatsächlich angetroffenen Gebirgsverhältnisse flexibel reagieren zu können.

Injektionsarbeiten unterscheiden sich von den meisten übrigen Tunnelbauleistungen dadurch, dass der tatsächliche Leistungsumfang nicht allein durch die Planung bestimmt wird, sondern maßgeblich von der Reaktion des Gebirges auf den Injektionsvorgang abhängt. Daraus ergibt sich die Notwendigkeit, Unsicherheiten nicht ausschließlich technisch, sondern bereits im Leistungsverzeichnis und im Vergütungsmodell abzubilden.

3.2.2 Bohrverfahren

Die Vielzahl ausgeschriebener Bohrverfahren (verrohrt, unverrohrt, mit und ohne Kerngewinn) verfolgte nicht das Ziel, sämtliche Verfahren tatsächlich einzusetzen, sondern stellte einen vertraglichen Werkzeugkasten dar, aus dem entsprechend den tatsächlich angetroffenen Gebirgsverhältnissen das technisch geeignete Verfahren ausgewählt werden konnte. Sämtliche Bohrungen im Bereich der Hochstegenzone waren aufgrund der hohen prognostizierten Bergwasserdrücke ausnahmslos unter Preventer-Schutz auszuführen; instabile Bohrabschnitte waren durch geeignete Stützmaßnahmen, etwa mittels Verrohrung, zu sichern. Ergänzend war – aufgrund der mangelnden Kenntnis der zu durchörternden Triaszone – auch das sogenannte Top-Down-Verfahren vorgesehen, bei dem abschnittsweise gebohrt, injiziert, erhärten gelassen, wiederaufgebohrt und der jeweils nächste Abschnitt unterhalb des bereits injizierten Bereichs abgebohrt wird; auf diese Weise werden nicht standfeste Bohrabschnitte laufend stabilisiert.

Für den eigentlichen Injektionsvorgang war je nach Durchtrennungsgrad des Gebirges sowohl der Einsatz von Einfachpackern – im Bohrloch oder im Standrohr bei standfestem Gebirge – als auch von Doppelpackern in Manschettenrohren vorgesehen.

3.2.3 Injektionsmittel

Für die Verfestigung und Abdichtung wurde eine breite Palette an Injektionsmitteln ausgeschrieben, die von hydraulisch abbindenden Suspensionen auf Normalzementbasis (PZ-Suspension, als grundsätzlich erste Wahl je Kampagne) über Feinzement- und Feinstzement-Suspensionen bis hin zu chemischen Injektionsmitteln – Acrylharze, Polyurethanharze sowie Silikatgel zur Verfestigung von Schluff und Sand – reichte. Welches Mittel im Einzelfall zum Einsatz kommt, war laufend an die örtlich angetroffenen geologischen Verhältnisse, insbesondere Kluftweiten, anzupassen.

Die Ausschreibung mehrerer Injektionsmittel stellt dabei keine Redundanz dar, sondern bildet die Unsicherheit hinsichtlich Kluftgeometrie, Durchlässigkeit und Materialtransport im Gebirge bewusst vertraglich ab. Erst die Ausführung zeigt, welches Injektionsmittel unter den tatsächlich angetroffenen Randbedingungen geeignet ist. Wie diese Vielfalt an Verfahren und Mitteln vertraglich abgebildet und vergütet wurde, wird im Abschnitt „Vergütung und bauzeitliche Problematik" im Detail erläutert.

3.2.4 Versuchsfeld

Bestandteil der Ausschreibung war zudem die Ausführung eines Versuchsfeldes zur Erprobung der jeweils geeigneten Bohrmethode und des passenden Injektionsmittels vor Beginn der eigentlichen Injektionskampagne. Im Bereich der Rauhwacke wurden dazu neun Injektionsbohrungen für Versuche und Beprobungen herangezogen; mit diesem Versuchsfeld wurden Injektionsmittel, Rezepturen sowie die Injektionsparameter – etwa Injektionsdruck und Pressrate – im Hinblick auf das bestmögliche Erreichen der Injektionsziele festgelegt und optimiert. Das Versuchsfeld diente somit nicht nur der Optimierung der technischen Parameter, sondern zugleich der Ve-

rifizierung der in der Ausschreibung getroffenen Annahmen und der Reduzierung des verbleibenden Ausführungsrisikos.

3.2.5 Bauzeit

Ergänzend zu den Positionen im Leistungsverzeichnis wurde in den Bauzeittabellen – einem wesentlichen Bestandteil des österreichischen Bauvertragsmodells zur Vergütung der zeitgebundenen Kosten der Baustelle – eine Zeitabfrage für alle wesentlichen Schritte eines Injektionsvorganges vorgesehen, beginnend bei Einrichtung und Ausrichtung des Bohrgerätes je Ansatzpunkt, über Preventer-Einbau, Injektionsbohrung je Bohrmeter, Zusatzzeit für Verrohrung, Einbau Manschettenrohr, Setzen von Doppel- bzw. Einfachpacker bis hin zur Pumpleistung je Pumpe. Der Ausschreibende verfolgte mit diesem Grundgerippe die Absicht, ein ausreichend solides Fundament zu schaffen, das flexible Reaktionen auf Änderungen vor Ort ermöglichen sollte.

Im Unterschied zu vielen internationalen Vertragsmodellen wurde damit nicht ausschließlich die technische Leistung vergütet, sondern zusätzlich deren zeitliche Auswirkungen auf den Gesamtbauablauf vertraglich abgebildet. Dadurch entstand eine unmittelbare Verknüpfung zwischen Injektionstechnik, Tunnelbau, Bauablauf und Vergütung.

3.2.6 Vergütung und bauzeitliche Problematik

Um eine leistungsgerechte Vergütung sicherzustellen, wurde vertraglich eine strikte Trennung von Bohr- und Materialleistung vereinbart. Das Herstellen der Injektionsbohrung oder der Einbau der Manschettenrohre wurden linear nach tatsächlichen Bohrmetern verrechnet. Das Injektionsgut wurde konsequent nach dem Gewicht der eingebrachten Trockensubstanz in Tonnen vergütet. Dies bot die baubetriebliche Flexibilität, den Wasser-Bindemittel-Wert (W/B-Wert) ohne finanzielle Vor- oder Nachteile für eine der Vertragsparteien laufend an die vor Ort angetroffenen Randbedingungen anzupassen.

Die effektive Pumpzeit (Nettobetriebszeit) wird aufgrund der Aufzeichnungen der Druck-Mengenschreiber je Pumpe verrechnet. Die Nettobetriebszeit je Pumpe beginnt mit dem eigentlichen Einpressvorgang und endet, sobald das definierte Abbruchkriterium (z. B. ein über zwei Minuten konstant gehaltener Enddruck) erreicht ist. Die nach EN 12715 geforderten, prozessbegleitenden Druckhalte- und Beobachtungsphasen zur Verifizierung des konstanten Enddrucks sind damit direkt in die Betriebszeit eingerechnet. Die Bereitstellung der Injektionsgüter (Lieferleistung) wurde unabhängig davon über separate Materialpositionen abgewickelt, während das Vorhalten, Auf- und Umbauen der gesamten Injektionsgerätschaften (Misch- und Pumpstationen) über zeitgebundene Vorhaltepositionen kompensiert wurde.

Eine baubetriebliche Besonderheit des Bauvertragsmodells des Bauloses H52 stellt die Verknüpfung der Injektionskampagnen mit dem zeitkritischen Pfad des Vortriebs über einen im Bauzeitmodell des Ausschreibenden vorgesehenen Gleichzeitigkeitsfaktor dar.

Für die Bieter entsteht daraus eine strukturelle Abhängigkeit, die bereits in der Konzeption des Bauzeitmodells des Ausschreibenden angelegt war: Sowohl zeitlich gut greifbare Vorgänge, wie beispielsweise das Einrichten und Ausrichten des Bohrgerätes, Setzen des Packers, als auch jene in der Praxis einer großen Variabilität unterliegenden Injektionsparameter wie Pumprate selbst, als auch die Anzahl der parallel einsetzbaren Injektionspumpen, auf die ein Gleichzeitigkeitsfaktor anzuwenden war, wurden vom Ausschreibenden vorgegeben. Dem Bieter stand die Bestimmung der Höhe dieses Faktors offen – allerdings unter der zwingenden Randbedingung, dass die vom Ausschreibenden vorgegebene maximale Gesamtbauzeit eingehalten werden musste.

Um die Problemstellung greifbarer zu machen, wird an dieser Stelle ein konkretes, am Bauvertrag H52 orientiertes Beispiel gegeben. Für die Injektionsmaßnahmen wurden Zeitangaben zu den einzelnen Arbeitsschritten sowie pumpenbezogene Vorgaben festgelegt:

- Ein- und Ausrichtung des Bohrgerätes je Bohransatzpunkt
- Preventer-Einbau
- Bohrung für die Injektion bzw. Bohrungen für den Injektionsschirm
- Setzen von Einfach- oder Doppelpackern
- Anzahl der eingesetzten Injektionspumpen (Vorgabe AG)
- Pumpleistung (Vorgabe AG)

Aus diesen Angaben ergibt sich eine theoretische Dauer für einen Injektionsabschnitt (=Dichtschirm) von x Kalendertagen. Kombiniert mit der Gleichzeitigkeitsabfrage, die der Bieter für die einzelnen Vorgänge anzugeben hatte, errechnet sich die bauzeitliche Auswirkung der Injektionsarbeiten auf dem zeitkritischen Pfad. Ein Faktor von 100 % bedeutet, dass die Dauer der Injektionsmaßnahme vollumfänglich in die Ermittlung der Gesamtbauzeit und somit in die zeitgebundenen Kosten (Grundposition und Aufzahlungsposition) einfließt, während ein Faktor von 0 % unterstellt, dass sämtliche Vorgänge der Injektionsmaßnahme theoretisch vollständig parallel zueinander ablaufen, sodass die Herstellung des Dichtschirms keine Zeit am kritischen Pfad beansprucht und ohne Auswirkung auf die vertragliche Gesamtbauzeit bleibt. Durch diese Verknüpfung muss der Auftragnehmer zum Zeitpunkt der Angebotsabgabe den Bauablauf einschätzen. Dies führt in der Bauausführung zu einem Risiko von Bauzeitüberschreitungen, wenn die verfahrensbedingten Abläufe ein paralleles Arbeiten vor Ort erschweren.

Das Spannungsfeld zwischen kalkulatorisch erforderlicher Gleichzeitigkeit und technisch zulässigen Parallelitäten stellt kein projektspezifisches Phänomen dar, sondern ist eine grundsätzliche Herausforderung komplexer Injektionsmaßnahmen. Dieses bauzeitliche Konfliktpotenzial wird durch die Diskrepanz zwischen hochdetaillierten Leistungsansätzen in Kombination mit dem Gleichzeitigkeitsfaktor und der tatsächlichen Ist-Abwicklung verschärft.

Während der Ausschreibende im Bauzeitmodell jeden Teilschritt – vom Ausrichten des Bohrgeräts über den Preventer-Einbau bis hin zu exakt definierten Pumpzeiten – mit theoretischen Zeitwerten hinterlegt bzw. vom Bieter ausfüllen lässt, zeigt die Praxis, dass sich geotechnische Prozesse nicht linear addieren lassen. Ein in der Kalkulation angesetzter Gleichzeitigkeitsfaktor (z. B. paralleles Injizieren an Pumpe A und Bohren an Loch B) lässt sich unter realen Arbeitsbedingungen an einer räumlich beengten Ortsbrust oft nicht umsetzen.

Wird der Ablauf der Injektionsarbeiten gestört – beispielsweise durch das vorzeitige Auswaschen von Suspensionen oder unplanmäßige Druckhaltephasen – entstehen signifikante Abweichungen vom theoretischen Bauzeitmodell. Die Abrechnung der tatsächlichen Ist-Stunden der Pumpen und Geräte entkoppelt sich von den über das Bauzeitmodell the-

oretisch ermittelten zeitgebundenen Kosten. Abweichungen zwischen den theoretisch angesetzten Injektionsabfolgen und den tatsächlich vor Ort ausführbaren Abläufen müssten, in Anlehnung an die ÖNORM B2203-1, als Injektionsunterbrechung gewertet werden und folgerichtig über die Ist-Dauer zur Vergütung gelangen.

3.2.7 Fazit zu den Vertragsgrundlagen

Die Leistungspositionen, die eine sehr transparente Vergütung nach Laufmetern, Stück, Trockengewicht an aufbereitetem Injektionsmaterial und effektiven Pumpenstunden ermöglichen, und die theoretischen Zeitabfragen in Verbindung mit dem Gleichzeitigkeitsfaktor stehen sich eigentlich diametral entgegen. Einerseits wird der für Injektionsarbeiten notwendigen Flexibilität umfangreich Rechnung getragen, andererseits sind die Injektionsarbeiten Bestandteil eines rigiden Bauzeitmodells, das unmittelbar die zentrale Vergütung der Baustelle, nämlich die Grundposition der zeitgebundenen Kosten zwischen dem Einrichten und dem Räumen der Baustelle regelt. Damit ist bereits mit dem ersten Bohrmeter für die Injektionsmaßnahme für Spannungspotenzial gesorgt.

Alternative Vergütungsmodelle, die anstelle eines im Vorhinein starr zu kalkulierenden Gleichzeitigkeitsfaktors einen selbststeuernden Leistungsanreiz vorsehen – etwa durch Umlage eines Teils der zeitabhängigen Kosten in die Leistungsvergütung wie beim StilfOs-Modell –, könnten diesem strukturellen Problem entgegenwirken: Sie bilden tatsächliche Produktivitätsänderungen unmittelbar und automatisch in der Vergütung ab, anstatt sie über eine im Vorhinein festgelegte Kennzahl zu steuern. Zu prüfen wäre hier, inwiefern sich solche auf die Injektionsarbeiten abgestellten alternativen Vergütungsmodelle in einen Bauvertrag mit Vortriebsarbeiten und Innenausbau eingliedern lassen und wie sich dabei die Vorschriften des Bundesvergabegesetzes einhalten lassen.

3.3 Umgang mit Abweichungen

Trotz der breit gefächerten vertraglichen Werkzeuge stieß die Ausführung im Baulos H52 auf Baugrundrisiken, die von der ursprünglichen Ausschreibungsplanung nicht abgedeckt waren. Beispielsweise machten die lokal angetroffenen Mikro-Karststrukturen im Hochstegenmarmor mit ihren extremen Wasserdrücken von über 60 bar ein vorauseilendes Abdichten mit konventionellen Feinzementsuspensionen unmöglich. Die verfahrenstechnische Antwort – das Verpressen eines steifen, stabilen Injektionsmörtels (Gesteinskörnung 0/4 mm) mittels Betonpumpe – stellte das Vertragswerk vor eine klassische bauvertragliche Abweichung.

Für die im Rahmen dieses neuen, in Abstimmung vor Ort entwickelten Injektionsverfahrens erforderlichen Maschinen und Materialien – ein grobkörniger, steifer Mörtel samt der zu seiner Förderung und Verpressung notwendigen Ausrüstung – waren im ursprünglichen Bauvertrag keine Leistungspositionen vorgesehen.

Genau an dieser Stelle zeigt sich exemplarisch: Trotz der großen Bandbreite an bautechnischen Werkzeugen, die der Ausschreibende dem Auftragnehmer über den Bauvertrag bereitgestellt hatte, machten es die unerwarteten, lokal ausgeprägten Karststrukturen im Hochstegenmarmor erforderlich, den Bauvertrag im Zuge von Vertragsfortschreibungen um die neu definierten Gerätschaften und Materialien zu ergänzen. Hierbei konnte das Vertragswerk partnerschaftlich, basierend auf den kalkulatorischen Grundlagen der Urkalkulation, schlüssig erweitert und adaptiert werden.

Die Urkalkulation bildete – wo anwendbar – hierbei die Grundlage für die Herleitung neuer Einheitspreise und der Bauzeit. Dadurch konnte die Vergütung der zusätzlich erforderlichen Leistungen transparent, nachvollziehbar und unter Beibehaltung der ursprünglichen Kalkulationssystematik erfolgen.

4 Erkenntnisse und Empfehlungen

4.1 Lessons learned

Die baubetriebliche und bauvertragliche Abwicklung des Bauloses H52 Hochstegen liefert wertvolle Erkenntnisse, die als Blaupause für zukünftige, vergleichbare Untertagebauprojekte unter komplexen Baugrundbedingungen dienen können:

Inhärente Grenzen der geologischen Prognose akzeptieren: Das Projekt hat eindrucksvoll bestätigt, dass selbst eine qualitativ hochwertige, mehrjährige geologisch-hydrogeologische Vorerkundung und die Kalibrierung komplexer 3D-Modelle die reale Kluft-, Poren- und Karststruktur des Gebirges bei tiefliegenden Tunnelbauwerken nicht im erforderlichen Detaillierungsgrad abbilden können. Der Injektionserfolg im Tunnelbau lässt sich nicht am grünen Tisch erzwingen, sondern muss als empirischer, iterativer Prozess akzeptiert werden, der sich der absoluten Planbarkeit entzieht.

Konsequenter Verzicht auf Pauschalpreismodelle: Für komplexe Abdichtungsinjektionen unter hoher geotechnischer Unsicherheit sind Pauschalen gänzlich ungeeignet. Sie gefährden entweder die wirtschaftliche Existenz des Auftragnehmers oder führen zu massiven Mehrkosten für den Auftraggeber und enden fast immer in langwierigen Rechtsstreitigkeiten. Ein detailliertes Einheitspreis- und Bauzeitmodell, das jede operative Teilleistung separat bepreist, bietet die einzig belastbare und flexible Grundlage, um erhebliche Abweichungen vom Bauablauf fair, transparent und streitfrei abzurechnen.

Separates Vergütungsmodell für Stillliegezeiten implementieren: Um qualitative Mängel durch eine technologisch schädliche Beschleunigung der Injektionsarbeiten zu verhindern, müssen die Wartezeiten der Vortriebsmannschaften zwingend über eigenständige, stundenbasierte LV-Positionen vergütet werden. Nur wenn der Auftragnehmer weiß, dass seine Vorhaltekosten während des Stillstands fair abgegolten werden, kann er die für den Injektionserfolg kritische, iterative Sorgfalt walten lassen.

Die interdisziplinäre Arbeitsgruppe vertraglich verankern: Die Einrichtung eines gemeinsamen, fachübergreifenden Steuerungsorgans direkt auf der Baustelle darf kein rein organisatorischer Zufall sein, sondern muss als zentrales Entscheidungsorgan fest im Bauvertrag verankert werden. Die Zusammenführung von technischer Expertise und bauvertraglicher Entscheidungskompetenz in Echtzeit reduziert das Konfliktpotenzial erheblich und sichert den kontinuierlichen Baufortschritt.

Vermeidung von systemischer Unterbemessung der Gesamtbauzeit: Ein wesentlicher vertraglich sensibler Punkt und damit eine der wichtigsten Lehren des Bauloses H52 lag in der Bemessung der insgesamt zur Verfügung stehenden Bau-

zeit. Unter dem massiven Druck externer Terminzwänge und der engen Verwebung mit den angrenzenden Großlosen des Gesamtprojekts wurde die Gesamtbauzeit für dieses sensible „Zwischenbaulos“ tendenziell zu knapp angesetzt. Infolge dieser zeitlichen Engpässe konnte der Vortrieb des EKS im Rahmen dieses Bauloses nur bis Projekt-km 30,4 realisiert werden. Die noch ausstehende Durchörterung der potenziell hochgradig gestörten Kuhbergzone musste infolgedessen in das Nachfolgelos H53 verschoben werden. Für künftige Ausschreibungen empfiehlt sich daher dringend, die Gesamtbauzeit für solche geotechnisch unvorhersehbaren Abschnitte von vornherein wesentlich großzügiger und elastischer zu bemessen. Dies erleichtert nicht nur die operative Abwicklung des einzelnen Bauloses, sondern stabilisiert die gesamte logistische und terminliche Koordination zwischen den miteinander verwobenen Gewerken des Gesamtprojekts.

4.2 Bauwirtschaftliche Empfehlungen

Die Erfahrungen aus dem Baulos H52 verdeutlichen, dass herkömmliche, rein lineare Leistungsverzeichnisse an die Grenzen ihrer Machbarkeit stoßen, sobald hochdynamische Injektionsprozesse unter komplexen geologischen Bedingungen erforderlich sind. Einen wegweisenden vertraglichen Lösungsansatz bietet hier das von Prof. Gert Stadler entwickelte StilfOs-Modell (Stadler Injektions-Leistungs-Formular, [7]). Stadler begründet in seiner wegweisenden Arbeit, dass Injektionen als „unvollkommen beschreibbare Leistungen“ ein Vergütungsmodell erfordern, das sich von der klassischen, starren Einheitspreisphilosophie löst.

Anstatt den Auftragnehmer über spekulativ kalkulierte Gleichzeitigkeitsfaktoren und geometrisch unflexible Injektionsschirme in ein bauzeitliches Risiko zu drängen, schlägt das StilfOs-Modell eine Verknüpfung zeit- und leistungsbezogener Vergütungselemente vor [9, 10]. Dazu werden die zeitabhängigen Kosten nur abgemindert vergütet und der Differenzbetrag auf die Leistungspositionen umgelegt; volle Kostendeckung entsteht erst durch tatsächliche Produktion. Bauzeitliche Zielkonflikte werden so reduziert: Hohe Produktivität kommt beiden Vertragspartnern zugute, Produktivitätsverluste werden gemeinsam getragen und daher von beiden rasch angegangen, während der Auftraggeber die volle Kontrolle über die Qualität und den nachhaltigen Injektionserfolg behält.

Dem Auftragnehmer wird der tatsächlich erforderliche Aufwand (Gerätevorhaltung, Spezialkomponenten, kontrollierte Einpresszeiten) vergütet, während der Auftraggeber die volle Kontrolle über die Qualität und den nachhaltigen Injektionserfolg behält. Für künftige Großprojekte im extremen Karst- oder Störungszonenbereich sollte dieses partnerschaftliche Modell verstärkt als vertraglicher Standard erwogen werden, um den Fokus von der Nachtragsoptimierung zurück auf die ingenieurtechnische Qualität zu lenken.

Literatur

[1] Burger, U.; Hofmann, M.; Maurer, C.; Orsi, G. (2023): „Erfahrungen aus hydrogeologischer Sicht beim Vortrieb des Erkundungsstollens des Brenner Basistunnel in der Hochstegenzone: Vorausbohrungen als Hilfsmittel zur hydraulischen Charakterisierung und Festlegung der Injektionswürdigkeit des Gebirges “. In: Tagungsband der Fachtagung Geoforum Umhausen.

[2] Burger, U.; Hofmann, M.; Leitner, S.; Voringer, J. (2024): „Interdisciplinary optimisation of injection methods in the construction lot H52 BBT“. In: Geomechanics and Tunnelling, Jg. 17, Nr. 1, S. 34–40.

[3] Fahrnberger, W.; Hofmann, M.; Stadler, P. (2024): „Brenner Basistunnel – Injektionsmaßnahmen im Zuge der Durchörterung der Hochstegenzone“. In: Tunnelbau Taschenbuch 2024, Ernst & Sohn.

[4] Österreichische Gesellschaft für Geomechanik (ÖGG) (2016): Kommentar zur EN 12715 Injektionen. Salzburg: ÖGG Eigenverlag.

[5] ÖNORM EN 12715 (2021): Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau — Injektionen. Ausgabe: 2021-04-15. Wien: Austrian Standards International.

[6] Scheuringer, M.; Hofmann, M. (2024): „Brenner Basistunnel – Hochstegenzone: Injektionen und Maßnahmen gegen Wasserzutritte und für dauerhafte Bauwerksabdichtung“. Tagungsbeitrag.

[7] Stadler, G. (2009): „Ansatz für eine flexible Leistungsvergütung bei Verträgen zur Herstellung von unvollkommen beschreibbarer Leistung“. In: Festschrift Prof. Diederichs.

[8] Voringer, J.; Hofmann, M.; Knapp, M.; Leitner, S.; Morianz, M.; Stadler, P. (2024): „Injektionsmaßnahmen am Brenner Basistunnel – Herausforderungen für Mensch und Gerät“. In: Geomechanics and Tunnelling, Jg. 17.

[9] Werkl, M. (2010): „Zur Bewältigung des Unvollkommenen – ein Ansatz mit zeit- und leistungsbezogener Vergütung“. In: bauaktuell, Bd. 1, Nr. 3.

[10] Werkl, M. (2020): „Allianz mit StilfOs – Anreizbasierte, zeit- und leistungsbezogene Vergütung für Bauleistungen“. BWI Beratende Wirtschaftsingenieure für Bauwesen GmbH, Dezember 2020.

Cyrill Grengg, Ass. Prof. Dr. rer. nat., Technische Universität Graz, CD Labor GECCO$_2$, Graz (AT)
Maria Krismer, B. Sc., Technische Universität Graz, CD Labor GECCO$_2$, Graz (AT)
Ognjen Rudic, Dipl. inž. tehnol. Dr. techn., Technische Universität Graz, CD Labor GECCO$_2$, Graz (AT)
Anton Reichert, Dr., WEBAC-Chemie GmbH, Barsbüttel (DE)

Entwicklung und Eigenschaften von Hybridinjektionsmörteln auf Basis sekundärer Rohstoffe

Für Injektionsanwendungen sind eine ausreichende Verarbeitbarkeit, gezielt einstellbare Abbindezeiten und eine geeignete Festigkeitsentwicklung von zentraler Bedeutung. Gleichzeitig gewinnt der Einsatz sekundärer Rohstoffe zur Verringerung des Primärrohstoffverbrauchs und des Treibhauspotenzials an Bedeutung. Der vorliegende Beitrag beschreibt die Entwicklung hybrider Injektionsmörtel auf Basis alkalisch aktivierter Sekundärrohstoffe und Polyurethan (PU). Untersucht werden Systeme aus EAF- und BOF-Schlacken, Bau- und Abbruchreststoffen sowie Biochar hinsichtlich ihrer für Injektionsanwendungen maßgeblichen Verarbeitbarkeit, Abbindezeit und Festigkeitsentwicklung. Durch Rezepturoptimierung und mechano-chemische Aktivierung lässt sich zugleich der PU-Anteil reduzieren. Biochar kann bis zu 30 Gew.-% integriert werden.

1 Einleitung

Injektionsverfahren sind im Untertagebau, in der Geotechnik und bei der Bauwerksinstandsetzung ein etabliertes Verfahren zur Abdichtung wasserführender Bereiche, zur Verfüllung von Hohlräumen und Klüften sowie zur Verbesserung der mechanischen und hydraulischen Eigenschaften von Boden und Fels. Abhängig von der jeweiligen Anwendung werden hohe Anforderungen an die Injektionsmittel gestellt. Neben ausreichender Festigkeit und Dauerhaftigkeit sind insbesondere Fließfähigkeit und Pumpbarkeit, Suspensionsstabilität sowie ein gezielt einstellbares Erstarrungs- und Erhärtungsverhalten von Bedeutung [1]. Aufgrund ihrer breiten Verfügbarkeit, vergleichsweise einfachen Verarbeitung und langjährigen technischen Anwendung stellen portlandzementgebundene Bindemittel nach wie vor die bedeutendste Gruppe mineralischer Injektionsmittel dar.

Eine Weiterentwicklung dieser Systeme sind hybride Injektionssysteme (Hybrid Injection Systems, HIS), in denen eine mineralische, üblicherweise zementbasierte Suspension mit einem hochreaktiven organischen Injektionsharz kombiniert wird. In [2] werden Systeme aus Zement und Polyurethanharz (PU) beschrieben, bei denen der PU-Anteil während der Injektion an die jeweiligen geotechnischen und hydraulischen Randbedingungen angepasst werden kann. Durch die PU-Zugabe werden Viskosität und Reaktionsgeschwindigkeit erhöht und die Suspension gegenüber einer Verdünnung bzw. Auswaschung durch strömendes Grundwasser stabilisiert. Damit verbinden HIS die vergleichsweise kostengünstige Verarbeitung mineralischer Injektionsmittel mit der hohen Reaktivität polymerer Harze und bieten insbesondere für stark wasserführende Bereiche Vorteile gegenüber dem getrennten Einsatz beider Materialklassen.

Die mineralische Komponente kommerziell eingesetzter HIS basiert jedoch weiterhin überwiegend auf konventionellen, zementären Bindemitteln. Vor dem Hintergrund der mit der Herstellung von Portlandzementklinker verbundenen CO_2-Emissionen und des gleichzeitig steigenden Bedarfs an einer höherwertigen Nutzung mineralischer Reststoffströme sind alternative Bindemittelsysteme daher auch für Injektionsanwendungen von Interesse. Ein vielversprechender Ansatz sind alkalisch aktivierte Materialien (AAM), bei denen reaktive Si-, Al- und gegebenenfalls Ca-haltige Ausgangsstoffe durch alkalische Aktivatoren zu einem festen anorganischen Bindemittelsystem umgesetzt werden. Im Gegensatz zu Portlandzement ist ihre Reaktionschemie nicht an die Hydratation eines Portlandzementklinkers gebunden. Dadurch kann potenziell ein vergleichsweise breites Spektrum an industriellen Nebenprodukten und mineralischen Reststoffen als reaktive Bindemittelkomponente eingesetzt werden.

Gerade diese rohstoffseitige Flexibilität bietet ein hohes Potenzial für eine ressourceneffiziente Baustoffentwicklung [3, 4]. Wie in [5] gezeigt, können österreichische Stahlwerksschlacken in hohen Anteilen in leistungsfähige alkalisch aktivierte Bindemittel integriert werden und damit sowohl der Verbrauch primärer Rohstoffe als auch das Treibhauspotenzial deutlich reduziert werden. Weiterführende Untersuchungen verdeutlichen jedoch, dass die Eignung mineralischer Reststoffe nicht allein aus deren Gesamtchemismus abgeleitet werden kann. Vielmehr bestimmen Mineralogie, Anteil und Zusammensetzung reaktiver Phasen sowie deren Wechselwirkung innerhalb einer jeweiligen AAM-Rezeptur maßgeblich das Reaktions- und Festigkeitsverhalten [6].

Für den Einsatz alkalisch aktivierter Bindemittel als Injektionsmörtel liegt mittlerweile eine zunehmende, insgesamt

jedoch noch begrenzte Zahl an Untersuchungen vor. Das aktuelle Review [1] zeigt, dass mittlerweile zahlreiche Ausgangsstoffe – insbesondere Flugasche, Hüttensand und Metakaolin sowie in geringerem Umfang verschiedene mineralische Reststoffe – für Vergussmaterial-Anwendungen untersucht wurden. Gleichzeitig bestehen weiterhin wesentliche Herausforderungen hinsichtlich Rheologie, variabler Rohstoffzusammensetzung, fehlender standardisierter Mix-Design-Ansätze sowie der Übertragung von Laborrezepturen auf praxisnahe Injektionsprozesse. Eine wesentliche Herausforderung stellt dabei die für Injektionsanwendungen erforderliche Kombination aus hoher Fließfähigkeit und gleichzeitig ausreichender Suspensionsstabilität dar [7].

Während damit die grundsätzliche Eignung alkalisch aktivierter Systeme als Vergussmaterial zunehmend belegt ist, wurde ihre Verwendung als mineralische Komponente hybrider AAM-PU-Injektionssysteme bislang kaum untersucht. An diesem Punkt setzt die vorliegende Arbeit an. Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie wurden alkalisch aktivierte Bindemittel mit einem möglichst hohen Anteil sekundärer Rohstoffe – insbesondere metallurgischen Schlacken sowie Reststoffen aus dem Bau- und Abbruchbereich – entwickelt und für den Einsatz als mineralische Komponente eines HIS angepasst. Untersucht wurden sowohl die für eine Injektion relevanten Frisch- und Festeigenschaften als auch die Wechselwirkung der entwickelten AAM mit einem kommerziellen PU-Harz. Ergänzend wurde Karbonisat (Biochar) als organischer Sekundärrohstoff berücksichtigt, um Möglichkeiten einer weiteren Reduktion des Treibhauspotenzials zu evaluieren.

2 Materialien und Methoden

2.1 Materialeigenschaften der Ausgangsstoffe

Es wurden unterschiedliche industrielle Nebenprodukte und mineralische Sekundärrohstoffe eingesetzt. Als wesentliche reaktive Bindemittelkomponenten dienten zwei metallurgische Schlacken aus der Stahlerzeugung: eine Konverterschlacke (Basic-Oxygen-Furnace-Schlacke, BOF) sowie eine Elektrolichtbogenofenschlacke (Electric Arc Furnace Slag, EAF). Zur Erhöhung der Feinheit und damit der potenziellen Reaktivität bzw. Reaktionskinetik wurden beide Schlacken mechano-chemisch aktiviert und aufbereitet. Dafür wurden Mahlzeiten zwischen 30 Minuten und 4 Stunden mittels Kugelmühle systematisch getestet.

Als aluminium- und siliziumreiche Korrekturkomponente wurde ein kommerzieller, kalzinierter kaolinitischer Ton (KT) eingesetzt. Ergänzend kamen aufbereiteter Betonbruch (BB) und Ziegelbruch (ZB) als mineralische Reststoffe aus dem Bau- und Abbruchbereich zum Einsatz.

Dabei wurde im Zuge der Rezepturentwicklung Betonbruch mit dem EAF-basierten und Ziegelbruch mit dem BOF-basierten Bindemittelsystem kombiniert.

Die alkalische Aktivierung erfolgte mittels Kaliumwasserglas (K-WG) mit einem molaren SiO_2/K_2O-Verhältnis von 1,7 und einem Feststoffgehalt von 55 Gew.-%. Als zusätzliche organische Sekundärrohstoffkomponente wurde ein Karbonisat (Biochar, BCh) eingesetzt. Die chemische Zusammensetzung der Ausgangsstoffe inklusive der Dichte ist in Tabelle 1 dargestellt.

2.2 Bindemittelentwicklung und Prüfprogramm

Die Entwicklung der alkalisch aktivierten Injektionsmörtel erfolgte in einem iterativen, mehrstufigen Screening- und Optimierungsprozess. Ausgangspunkt waren zwei Bindemittelsysteme auf Basis von EAF-Schlacke und Betonbruch bzw. BOF-Schlacke und Ziegelbruch, denen jeweils ein konstanter Anteil von 10 Gew.-% an kalziniertem Ton zugesetzt wurde.

In einer ersten Entwicklungsstufe wurden zunächst ausschließlich die anorganischen Bindemittelkomponenten betrachtet. Durch Variation der Verhältnisse zwischen metallurgischer Schlacke und den mineralischen Baurestmassen sowie durch Anpassung des Aktivatoranteils und der Mahlfeinheit der Schlacken wurden die Rezepturen hinsichtlich der für Injektionsanwendungen maßgeblichen Eigenschaften optimiert. Als wesentliche Zielgrößen dienten dabei eine ausreichende Verarbeitbarkeit bzw. Fließfähigkeit, kurze, jedoch für die Verarbeitung geeignete Abbindezeiten sowie eine ausreichende Festigkeitsentwicklung. Im Screening wurden das Ausbreitmaß sowie die Druckfestigkeit nach 1 und 7 Tagen bestimmt. Die Auswahl der weiterführenden Rezepturen erfolgte zusätz-

Tabelle 1 *Chemische Zusammensetzung und Dichte der Ausgangsstoffe*

Parameter	Kalzinierter Ton (KT)	BOF-Schlacke	EAF-Schlacke	Betonbruch (BB)	Ziegelbruch (ZB)	Biochar (BCh)	Aktivator K-WG
SiO_2 [Gew.-%]	56,73	12,74	9,44	51,81	59,96	15,76	28,62
Al_2O_3 [Gew.-%]	35,06	0,92	4,60	4,88	16,09	3,61	–
CaO [Gew.-%]	0,14	38,87	29,11	16,93	6,04	5,57	–
Fe_2O_3 [Gew.-%]	4,44	*bdl	*bdl	2,21	6,76	1,73	–
FeO [Gew.-%]	*bdl	26,53	39,02	*bdl	*bdl	*bdl	–
MgO [Gew.-%]	<0,05	4,74	7,51	4,27	3,43	1,56	–
MnO [Gew.-%]	<0,05	11,54	6,37	0,08	0,11	<0,05	–
K_2O [Gew.-%]	0,77	0,06	<0,05	1,33	3,04	2,46	26,39
H_2O [Gew.-%]	–	–	–	–	–	–	45,00
LOI [Gew.-%]	1,41	0,68	1,75	16,95	2,11	66,69	–
Dichte [g/cm³]	2,55	3,84	3,02	2,32	2,40	2,02	1,52

**bdl = unterhalb der Nachweisgrenze von 50 ppm*

lich unter Berücksichtigung der initialen und finalen Abbindezeiten.

In der weiteren Entwicklung wurde die Kompatibilität der ausgewählten AAM-Bindemittel mit einer zweikomponentigen Polyurethan-Komponente (PU) untersucht. Ziel war es, die mineralischen Bindemittel zu einem hybriden Injektionssystem weiterzuentwickeln und insbesondere das Erstarrungsverhalten gezielt zu beschleunigen. Hierzu wurden unterschiedliche Rezepturanpassungen und PU-Anteile im Massenverhältnis AAM:PU von 5:1, 10:1 und 20:1 untersucht.

Parallel dazu wurde Biochar als zusätzliche Sekundärrohstoffkomponente in die Bindemittelsysteme integriert. Hierfür wurden im Screening Biochar-Gehalte von 10, 20 und 30 Gew.-% der Pulverkomponenten untersucht, wobei im gleichen Verhältnis Anteile der Schlacke, der Baurestmasse und des kalzinierten Tons substituiert wurden. Aufgrund des hohen Wasserbedarfs wurde das Biochar vor der Herstellung im Verhältnis 1:1 mit Teilen des Anmachwassers vorgesättigt. Neben Materialeigenschaften wurde eine erste Abschätzung des Potenzials zur Kohlenstoffspeicherung aufgrund der Einbindung von Biochar im Injektionsmörtel berechnet. Dies erfolgte über eine vereinfachte Berechnung der materialproduktionsbedingten Emissionen (Global Warming Potential, GWP) unter Verwendung der ecoinvent-Datenbank [9].

Basierend auf den Daten dieser grundlegenden Mischungsentwicklungen wurden an ausgewählten Mischungen weiterführende Untersuchungen durchgeführt. Die Verarbeitbarkeit wurde unmittelbar nach dem Mischen über das Ausbreitmaß bestimmt und die initiale und finale Abbindezeit mittels Vicat-Verfahren erfasst. Zur Charakterisierung der frühen Festigkeitsentwicklung wurden Druckfestigkeiten zusätzlich nach 1, 3, 6 und 24 h sowie nach 7 und 28 Tagen bestimmt. Ergänzend wurden weiterführende Untersuchungen zur chemischen und mikrostrukturellen Entwicklung sowie zum Umweltverhalten durchgeführt. Mittels Fourier-Transform-Infrarotspektroskopie (FTIR) wurde insbesondere die Entwicklung des alumosilikatischen Bindemittelnetzwerks sowie der Einfluss der PU-Zugabe untersucht. Darüber hinaus wurden Eluationsversuche durchgeführt und die Eluate hinsichtlich pH-Wert, elektrischer Leitfähigkeit, Alkalinität und gelöster Komponenten charakterisiert.

3 Ergebnisse und Diskussion

3.1 Bindemittelanpassung

Ausgangspunkt der Untersuchungen waren alkalisch aktivierte Bindemittelrezepturen, deren Zusammensetzung zunächst stärker an konventionellen Baustoffanwendungen orientiert war. Diese Systeme enthielten vergleichsweise hohe Anteile an kalziniertem Ton (30 bis 40 Gew.-%) sowie Kaliumwasserglas (35 bis 43 Gew.-%) und zeigten bei der direkten Kombination mit PU keine für die Injektion ausreichenden rheologischen Eigenschaften.

Im Zuge einer schrittweisen Rezepturoptimierung wurden die Anteile der einzelnen Feststoffkomponenten, der Wassergehalt und insbesondere der Aktivatoranteil gezielt an die Anforderungen der Injektionsanwendung angepasst. Dabei konnte der aus ökologischer wie auch ökonomischer Sicht relevante Anteil an Kaliumwasserglas auf etwa 20 Gew.-% der Gesamtmischung reduziert werden. Gleichzeitig wurde der Anteil primärer Rohstoffe sukzessive verringert und in den weiterentwickelten Bindemitteln ein Sekundärrohstoffanteil von bis zu 90 Gew.-%, bezogen auf die Feststoffkomponenten, realisiert. Die so entwickelten alkalisch aktivierten Leime wiesen hinsichtlich Verarbeitbarkeit und Druckfestigkeit bereits Eigenschaften in einer für Injektionsmörtel geeigneten Größenordnung auf. Die wesentliche verbleibende Abweichung zu den zementbasierten Hybridsystemen bestand zunächst in den deutlich längeren Abbindezeiten von bis zu mehreren Stunden. Die Versuchsergebnisse zeigen damit, dass die für Grouting-Anwendungen erforderlichen Frisch- und Feststoffeigenschaften nicht unmittelbar aus bereits für andere Baustoffanwendungen entwickelten AAM-Rezepturen übertragen werden können, sondern eine anwendungsspezifische Abstimmung von Precursor-Zusammensetzung, Aktivatorgehalt und Wasser-Feststoff-Verhältnis erforderlich ist.

Zur gezielten Einstellung der Reaktionszeit wurden ausgewählte AAM-Systeme anschließend mit PU in den Massenverhältnissen AAM:PU = 5:1, 10:1 und 20:1 kombiniert. **Bild 1** zeigt exemplarisch die Druckfestigkeiten nach 7 und 11 Tagen sowie die initialen und finalen Abbindezeiten von drei Injektionssystemen. Dargestellt sind sowohl ein kommerzielles Referenzsystem auf Portlandzementbasis (HISSAN) als auch zwei entwickelte Rezepturen mit einem Massenverhältnis AAM:PU = 5:1 ohne (AAM-HIS 5:1) bzw. mit 10 Gew.-% Biochar (AAM-HIS BC 5:1).

Im Vergleich zum Referenzsystem weisen die beiden AAM-HIS-Rezepturen nach 7 Tagen geringere Druckfestigkeiten auf, erreichen nach 11 Tagen jedoch ein vergleichbares bzw. im Fall der Biochar-haltigen Rezeptur ein etwas höheres Niveau. Die initialen und finalen Abbindezeiten liegen insgesamt in einer ähnlichen Größenordnung, wobei die Biochar-haltige Rezeptur die längste finale Abbindezeit aufweist. Die Ergebnisse bestätigen somit grundsätzlich die technische Kompatibilität der angepassten alkalisch aktivierten Bindemittel mit PU und die Möglichkeit, deren Abbindecharakteristika über den PU-Anteil gezielt einzustellen.

3.2 Biochar und mechano-chemische Aktivierung

Im nächsten Schritt wurden die alkalisch aktivierten Bindemittel hinsichtlich ihres Sekundärrohstoffanteils und ihrer

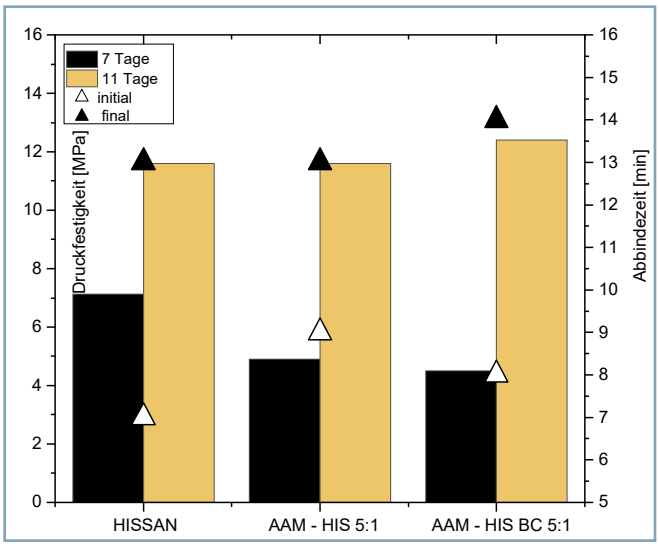


Bild 1 *Druckfestigkeiten und Abbindezeiten der untersuchten Injektionssysteme*

Reaktivität weiter optimiert. Dafür wurde Biochar als kohlenstoffreiche Sekundärrohstoffkomponente in die Bindemittel integriert. In den weiterführenden Versuchsreihen wurde der Biochargehalt systematisch zwischen 10 und 30 Gew.-% in Bezug auf die Feststoffkomponenten variiert. Gleichzeitig wurde das Verhältnis zwischen metallurgischer Schlacke und Hochbaurestmassen verändert, um den Einfluss der einzelnen Feststoffkomponenten auf Verarbeitbarkeit und Festigkeitsentwicklung zu erfassen. Einen wesentlichen weiteren Optimierungsparameter stellte die mechano-chemische Aktivierung der Schlacke dar.

Bild 2 zeigt exemplarisch die Druckfestigkeiten nach 1 und 7 Tagen sowie das Ausbreitmaß einer Mischungsreihe mit unterschiedlichen Verhältnissen von BOF-Schlacke zu Ziegelbruch (ZB). Der linke Viererblock im Diagramm repräsentiert die Mischungen mit 10 Gew.-% Biochar, der mittlere Viererblock die Mischungen mit 20 Gew.-% und der rechte Viererblock die Mischungen mit 30 Gew.-% Biochar.

Mit zunehmendem Biochar-Gehalt zeigte sich generell eine Abnahme der Fließfähigkeit sowie vereinzelt eine Abnahme der Frühfestigkeit. Während Systeme mit 10 Gew.-% Biochar Ausbreitmaße von rund 18–20 cm erreichten, sank das Ausbreitmaß einer Mischung mit 30 Gew.-% Biochar auf etwa 12–15 cm, lag jedoch trotzdem noch in einem ähnlichen Bereich wie das kommerzielle Referenzsystem mit 13,5 cm. Diese Reduktion der Verarbeitbarkeit und Frühfestigkeit kann jedoch durch eine systematische Variation der Schlacke-Hochbaureststoff-Verhältnisse in Teilen abgefangen werden, sodass trotz hoher Biochar- und Reststoffgehalte technisch relevante Druckfestigkeiten und Frischeigenschaften erreicht werden können. Der höhere Anteil der reaktiven Schlackenkomponente wirkte sich dabei insbesondere auf die Frühfestigkeit und das Abbinden günstig aus.

Mit zunehmender Mahldauer und damit verbundener Erhöhung der spezifischen Oberfläche und Partikelfeinheit konnten die initialen und finalen Abbindezeiten deutlich reduziert werden. Durch die Kombination mechano-chemisch aktivierter Schlacken mit angepassten Anteilen an Hochbaureststoffen und 10–30 Gew.-% Biochar konnten schließlich Systeme hergestellt werden, deren Abbindezeiten bereits ohne PU-Zugabe auf etwa 35–70 min reduziert werden konnten. Damit konnte ein erheblicher Teil der für die Anwendungen in hybriden Injektionssystemen erforderlichen Beschleunigung bereits über das Design der anorganischen Bindemittelkomponente realisiert werden. Die Ergebnisse verdeutlichen, dass PU nicht ausschließlich als notwendiger Beschleuniger betrachtet werden muss, sondern dessen Einsatzmenge durch eine gezielte Anpassung der mineralischen Bindemittelkomponente potenziell reduziert werden kann.

3.3 Optimierte hybride Injektionssysteme

Auf Basis der optimierten AAM-Biochar-Bindemittel wurden ausgewählte Rezepturen erneut mit PU in den Massenverhältnissen AAM:PU = 5:1, 10:1 und 20:1 untersucht. **Bild 3** zeigt die Ausbreitmaße sowie die initialen und finalen Abbindezeiten der untersuchten Injektionssysteme.

Von links nach rechts sind zunächst das kommerzielle Referenzsystem (HISSAN) sowie eine AAM-HIS-Rezeptur im Massenverhältnis AAM:PU = 5:1 ohne Biochar (AAM-HIS 5:1) dargestellt. Es folgen insgesamt zehn Rezepturen, in denen einerseits das Massenverhältnis AAM:PU und andererseits der Biochar-Gehalt systematisch variiert wurde. Für die Rezepturen mit AAM:PU = 20:1 wurden keine finalen Abbindezeiten bestimmt.

Im Unterschied zu den frühen Entwicklungsstufen zeigten die bereits über Zusammensetzung und mechano-chemische Aktivierung optimierten Bindemittel auch bei deutlich geringeren PU-Anteilen eine schnelle Reaktion. Die Ausbreitmaße liegen trotz der unterschiedlichen Rezepturen überwiegend in einer vergleichbaren Größenordnung. Gleichzeitig zeigen die Abbindezeiten eine stärkere Abhängigkeit von der jeweiligen Zusammensetzung. Die PU-Zugabe verringerte dabei erwartungsgemäß die Verarbeitungszeit und erhöhte die Reaktionsgeschwindigkeit. So konnten für mehrere Mischungen selbst bei einem Massenverhältnis von AAM:PU = 20:1 initiale Abbindezeiten im Bereich weniger Zehnerminuten (d. h. 15–25 min) erzielt werden.

3.4 Frühfestigkeitsentwicklung und Mikrostruktur

An ausgewählten Rezepturen wurde die Festigkeitsentwicklung zusätzlich in kurzen Zeitintervallen nach 1, 3, 6 und 24 h sowie nach 7 und 28 Tagen untersucht. **Bild 4** zeigt die Druck-

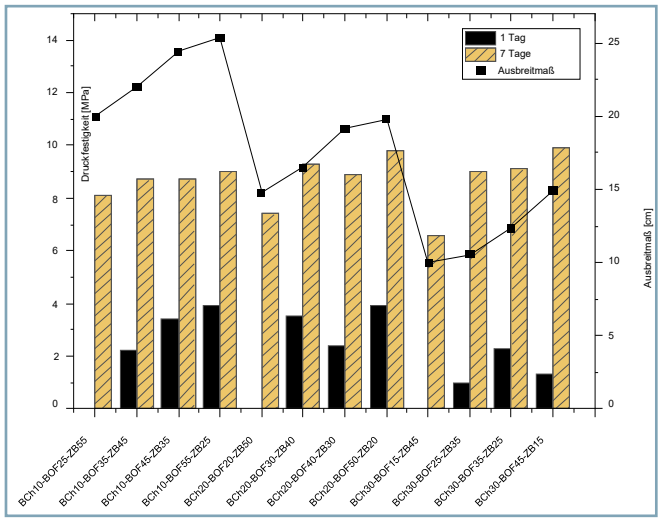


Bild 2 Druckfestigkeiten und Ausbreitmaße bei Variation des Biochar-Gehalts und des Verhältnisses von BOF-Schlacke zu Ziegelbruch

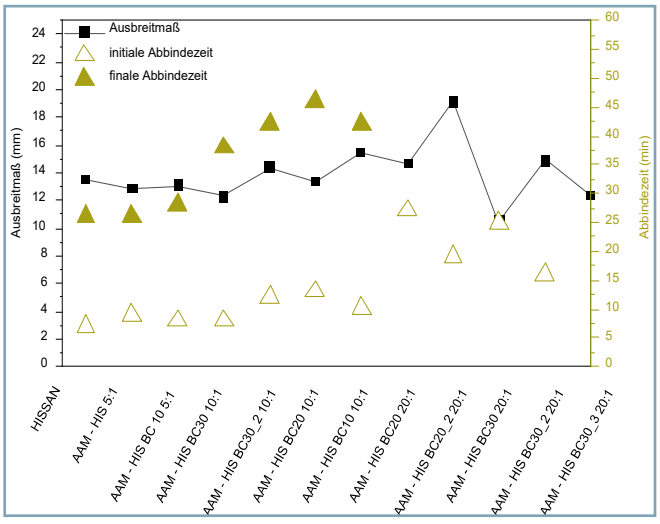


Bild 3 Ausbreitmaße und Abbindezeiten der untersuchten Injektionssysteme

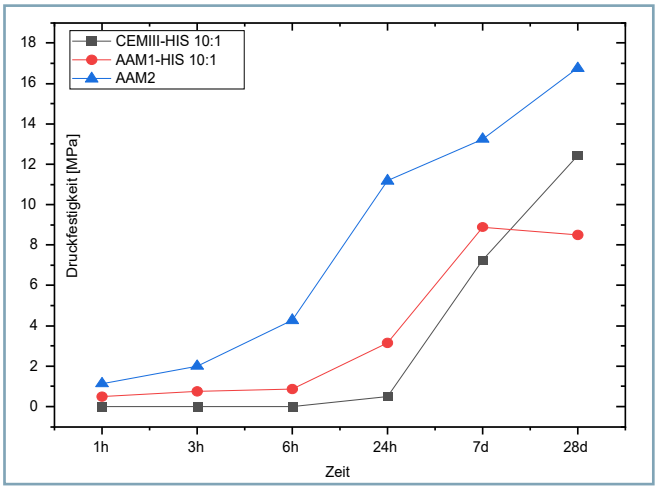


Bild 4 *Zeitliche Entwicklung der Druckfestigkeit der untersuchten Injektionssysteme*

festigkeitsentwicklung von zwei AAM-Systemen auf Basis mechano-chemisch aktivierter BOF- und EAF-Schlacke sowie eines zementbasierten Referenzsystems über diesen Zeitraum. Dargestellt sind das Referenzsystem mit PU (CEM III-HIS 10:1), ein AAM-Hybridsystem mit PU (AAM1-HIS 10:1) sowie ein AAM-System ohne PU (AAM2).

Die mechano-chemisch aktivierten AAM-Systeme zeigen insgesamt eine ausgeprägte Frühfestigkeitsentwicklung. Das AAM-System ohne PU weist über den gesamten Prüfzeitraum die höchsten Druckfestigkeiten auf. Insbesondere bei höheren Anteilen mechano-chemisch aktivierter Schlacke werden bereits innerhalb der ersten sechs Stunden höhere Druckfestigkeiten erreicht. Zwischen 7 und 28 Tagen nimmt die Festigkeit der untersuchten AAM anschließend nur noch vergleichsweise gering zu, was darauf hindeutet, dass ein wesentlicher Anteil der Festigkeitsentwicklung bereits innerhalb der ersten Woche erfolgt. Die zementbasierte Referenz entwickelt demgegenüber die frühe Druckfestigkeit wesentlich langsamer. Ab sieben Tagen nähern sich die Festigkeiten der Systeme an; nach 28 Tagen liegen sie zwischen 8 und 23 MPa. Das AAM-Hybridsystem mit PU erreicht ab 7 Tagen ein ähnliches Festigkeitsniveau wie das zementbasierte Referenzsystem.

Ergänzende FTIR-Untersuchungen an den optimierten Systemen bestätigen die fortschreitende Ausbildung des anorganischen Bindemittelnetzwerks. Charakteristische Veränderungen der Si–O–Si- und Si–O–Al-Banden im Bereich von etwa 900–1000 cm^{-1} weisen auf die fortschreitende Reorganisation und Polymerisation der alumosilikatischen Struktur hin. Beim Vergleich der AAM-Systeme mit und ohne PU treten im Hybridmaterial erwartungsgemäß zusätzliche PU-spezifische Absorptionsbanden auf; die Entwicklung der charakteristischen anorganischen Banden bleibt jedoch grundsätzlich erhalten. Die Ergebnisse deuten daher darauf hin, dass das PU zwar eine eigenständige organische Phase ausbildet, die zugrunde liegende Polymerisationsreaktion des AAM jedoch nicht wesentlich beeinträchtigt.

3.5 Ökologisches Potenzial

Neben der technologischen Optimierung weisen die entwickelten Injektionsmörtel ein erhebliches Potenzial hinsichtlich Ressourceneffizienz und Treibhausgasreduktion auf. Durch die schrittweise Erhöhung des Sekundärrohstoffanteils auf bis zu 90 Gew.-% sowie die deutliche Reduktion des ökologisch und ökonomisch relevanten Aktivatoranteils konnte der Einsatz emissionsintensiver bzw. primärrohstoffbasierter Komponenten wesentlich verringert werden. Damit ergeben sich gegenüber konventionell zusammengesetzten Bindemitteln sowohl ein reduziertes Treibhauspotenzial als auch ein deutliches Potenzial zur Verringerung des Primärrohstoffbedarfs.

Eine zusätzliche Perspektive eröffnet die Integration von Biochar als kohlenstoffreicher Feststoffkomponente. Während Biochar in klassischen Beton- und Mörtelsystemen häufig nur in begrenzten Mengen als Zusatzstoff eingesetzt werden kann, zeigen die vorliegenden Untersuchungen, dass es in den entwickelten Injektionsmörteln einen substanziellen Anteil der Feststoffphase übernehmen kann, ohne die für die Anwendung erforderlichen Frisch- und Feststoffeigenschaften grundsätzlich zu verlieren. Damit erfüllt Biochar in diesem System eine doppelte Funktion: Es kann einerseits einen Teil der ansonsten erforderlichen mineralischen Feststoffkomponenten ersetzen und andererseits langfristig gebundenen biogenen Kohlenstoff in das Injektionsmaterial einbringen. Gerade für volumenintensive Grouting- und Verfüllanwendungen eröffnet dies einen interessanten Ansatz, bei dem die Verwendung von Biochar nicht ausschließlich als Maßnahme zur CO_2-Speicherung zu verstehen ist, sondern gleichzeitig eine funktionale Materialkomponente des Bindemittels darstellt.

Erste materialbezogene Abschätzungen der materialproduktionsbedingten Emissionen verdeutlichen dieses Potenzial. Für die untersuchten AAM-Systeme ergeben sich mit zunehmendem Biocharanteil Größenordnungen von etwa −50 kg CO_2-eq./m^3 bei 10 Gew.-%, −200 kg CO_2-eq./m^3 bei 20 Gew.-% und −330 kg CO_2-eq./m^3 bei 30 Gew.-% Biochar. Die zunehmend negative Bilanz resultiert dabei wesentlich aus der bilanzierten Speicherung des im Biochar enthaltenen biogenen Kohlenstoffs, welche die Emissionen aus Aktivator, Rohstoffaufbereitung und den weiteren Mischungskomponenten teilweise beziehungsweise vollständig kompensieren kann.

Bei diesen Werten handelt es sich ausdrücklich um vorläufige Abschätzungen; eine abschließende Lebenszyklusbewertung und die detaillierte Definition der entsprechenden Systemgrenzen befinden sich noch in Ausarbeitung. Für hybride Systeme ist darüber hinaus der Beitrag des PU gesondert zu berücksichtigen.

4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die Untersuchungen bestätigen die grundsätzliche Machbarkeit hybrider Injektionssysteme auf Basis alkalisch aktivierter Sekundärrohstoffe. Durch gezielte Rezepturanpassung und Aktivierung der Schlacken konnten Bindemittel mit bis zu 90 Gew.-% Sekundärrohstoffen, reduziertem Aktivatorgehalt und mit zementbasierten Referenzen vergleichbaren Frisch- und Feststoffeigenschaften entwickelt werden. Gleichzeitig ermöglichten optimierte Rezepturen und mechano-chemische Aktivierung verkürzte Abbindezeiten und eine Reduktion der PU-Zugabe bis zu einem Massenverhältnis von AAM:PU = 20:1. Die Integration von bis zu 30 Gew.-% Biochar eröffnet zusätzlich Potenzial zur Ressourcenschonung und zur Speicherung biogenen Kohlenstoffs und damit zur Entwicklung sehr emissionsarmer bis potenziell CO_2-negativer Injektionsmaterialien.

Literatur

[1] Sierra, K.; An, J.; Shamet, R.; Chen, J.; Kim, Y. J.; Nam, B. H.; Park, P. (2024): A review of geopolymer binder as a grouting material, Geo-Engineering 15.

[2] Baumann, H.; Entfellner, M.; Wannenmacher, H.; Kratz, T.; Sabew, S. (2023): Technological Insights into Hybrid Grouting. Proceeding of 10th Nordic Grouting Symposium, 12.–13. September 2023, Stockholm, Sweden.

[3] Ratz, B.; Steindl, F. R.; Hassan, A.; Radinger, S.; Raič, S.; Sedlazeck, K. P.; Grengg, C. (2025): Evaluation of mineral waste streams for alkali-activated materials: Reactivity and utilization potential, Journal of Building Engineering 116, 114705.

[4] Pavlin, M.; Horvat, B.; Frankovič, A.; Ducman, V. (2021): Mechanical, microstructural and mineralogical evaluation of alkali-activated waste glass and stone wool. Ceramics International 47, pp. 15102–15113.

[5] Grengg, C.; Rudic, O.; Saade, M.; Steindl, F.; Wilkening, M.; Jodlbauer, A.; Zoegl, I.; Wohlmuth, D.; Mittermayr, F. (2024): Alkali activated steel slag – oil composites: Towards resource efficiency and CO2 neutrality, Cement and Concrete Research 186, 107678.

[6] Hassan, A. H. M.; Radinger, S.; Rudić, O.; Ratz, B.; Steindl, F.; Mittermayr, F.; Jodlbauer, A.; Wilkening, M.; Grengg, C. (2025): Comparative reactivity and microstructural characterization of mineral wastes in alkali activated binders, Construction and Building Materials 495, 143697.

[7] Aboulayt, A.; Jaafri, R.; Samouh, H.; Cherki El Idrissi, A.; Roziere, E.; Moussa, R.; Loukili, A. (2018): Stability of a new geopolymer grout: Rheological and mechanical performances of metakaolin-fly ash binary mixtures, Construction and Building Materials 181, pp. 420–436.

[8] Abbas, I. S.; Abed, M. H.; Canakci, H. (2023): Development and characterization of eco- and user-friendly grout production via mechanochemical activation of slag/rice husk ash geopolymer, Journal of Building Engineering 63, 105336.

[9] Wernet, G.; Bauer, C.; Steubing, B.; Reinhard, J.; Moreno-Ruiz, E.; Weidema, B. (2016): The ecoinvent database version 3 (part I): overview and methodology, International Journal of Life Cycle Assessment 21, pp. 1218–1230.

Paul Pratter, Dipl.-Ing., Boley Geotechnik GmbH, München (DE)
Conrad Boley, Univ.-Prof. Dr.-Ing., Boley Geotechnik GmbH, München (DE)
Clemens Kummerer, Dr., Keller Grundbau GmbH, Söding (AT)

Innovative Kompositwerkstoffe für anspruchsvolle Baugrundverhältnisse unter Verwendung von Injektionsharzen

Kompositwerkstoffe aus Kies und Injektionsharzen verbinden hohe Festigkeit mit hoher Durchlässigkeit und eröffnen damit neue Möglichkeiten für die Baugrundverbesserung, insbesondere bei wechselhaften Baugrundverhältnissen und erforderlichen Steifigkeitsübergängen. Der vorliegende Beitrag stellt Ergebnisse zur rheologischen Charakterisierung der eingesetzten Epoxid- und Polyurethanharze sowie zum mechanischen Verhalten der daraus hergestellten Kompositwerkstoffe vor. Triaxialversuche zeigen eine deutliche Erhöhung der Kohäsion durch die Verkittung, zugleich aber eine Schwächung bei Wasserkontakt. Ergänzend wird ein partikelbasiertes PFC3D-Modell vorgestellt, mit dem sich Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten der Kompositwerkstoffe abbilden lassen.

1 Einleitung

Komposit- oder Verbundwerkstoffe kombinieren Materialien mit unterschiedlicher Zusammensetzung, wobei die einzelnen Komponenten ihre Identität behalten. Die einzelnen Komponenten wirken zusammen, um dem Kompositwerkstoff die erforderliche mechanische Festigkeit und Steifigkeit zu verleihen. Der in diesem Beitrag behandelte Kompositwerkstoff besteht aus Kies und synthetischen Injektionsharzen und kann zum Beispiel als säulenförmiges Tragelement in den zu verbessernden Boden eingebaut werden. Die Harze verkitten den Kies, so dass ein Material mit hoher Festigkeit entsteht, vergleichbar mit den starren Betonsäulen der etablierten Rüttelstopf-Vermörtelung (engl. rigid inclusions). Trotzdem ist der Kompositwerkstoff stark durchlässig und erzeugt einen Drainageweg im Boden, beispielsweise wie stark durchlässige Rüttelstopfsäulen. Die Materialsteifigkeit ordnet sich zwischen den nicht starren Rüttelstopfsäulen und den starren Betonsäulen ein und ist letztlich mit der Steifigkeit von Injektionskörpern vergleichbar. Auf diese Weise werden die Vorteile der unterschiedlichen Materialien vereint, die zur Baugrundverbesserung bislang üblich sind (Bild 1). Im Vergleich zu den etablierten Baustoffen in der Geotechnik, wie Kies und Beton, sind Kompositwerkstoffe sehr leistungsfähig, individuell an ein Bauprojekt anpassbar und in bestimmten Anwendungsfällen den vorgenannten Baustoffen überlegen. Das ist u. a. dann der Fall, wenn Steifigkeitsübergänge im Baugrund harmonisiert oder schlecht tragfähige Böden verbessert werden müssen. Derartige Anforderungen treten bei Infrastrukturprojekten auf, die mit wechselhaften Baugrundverhältnissen konfrontiert sind.

Ziel einer Forschungsarbeit war es, ein detailliertes Verständnis der mechanischen und hydraulischen Spezifika des Kompositwerkstoffs sowie des korrespondierenden Tragverhaltens der Baugrundverbesserung zu vermitteln. Gleichzeitig sollte die Forschungsarbeit einen Beitrag zum erforderlichen Spezialwissen im Umgang mit Kompositwerkstoffen in der Geotechnik leisten. Aufbauend auf den Erkenntnissen der Grundlagen- und Detailuntersuchungen wird der Kompositwerkstoff hinsichtlich des Verformungsverhaltens der Baugrundverbesserung klassifiziert und es werden Empfehlungen und Hinweise zur Bemessung gegeben.

2 Kompositwerkstoffe

2.1 Aufbau und Einordnung

Eine Systematik zur Klassifizierung der unterschiedlichen Methoden zur Baugrundverbesserung wird u. a. in [1] vorgestellt. Die Verfahren zur Baugrundverbesserung werden dabei zwischen Verbesserung durch Verdichten und Verbesserung



Bild 1 Spezifika des Kompositwerkstoffs

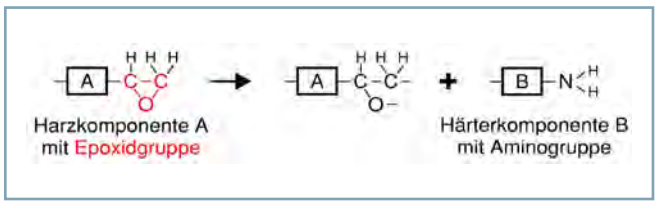


Bild 2 *Polyadditionsreaktion von Epoxidharzen, schematisch nach [5]*

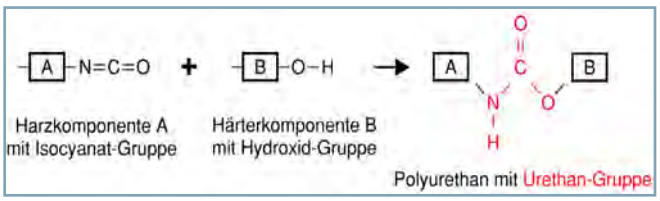


Bild 3 *Polyadditionsreaktion von Polyurethanharzen, schematisch nach [5]*

durch Bewehren unterschieden. **Tabelle 1** gibt die Systematik auszugsweise wieder. Methoden, die eine Verbesserung des Baugrunds durch Verdichten erzielen, wie beispielsweise die Fallplatte oder die Rütteldruckverdichtung, sind nicht dargestellt; die drei Methoden Rüttelstopf-Vermörtelung, Rüttelstopfverdichtung und Injektionen sind hervorgehoben. Den gegenständlichen Kompositwerkstoff zeichnen Charakteristika der vorgenannten Methoden zur Baugrundverbesserung durch Bewehrung aus. Vielmehr vereint der Kompositwerkstoff die Vorteile, die mit den Verfahren erzielt werden können. Hieraus resultiert der innovative Charakter des Kompositwerkstoffs.

Als das Skelett des Kompositwerkstoffs bildende Gesteinskörnung dient ein gewaschener Rundkies in der Körnung 2/8 bzw. 8/16. Es wurden quartäre Kiese aus der Münchner Schotterebene für die Herstellung des Kompositwerkstoffs verwendet. Bei den Kiesen handelt es sich um vorwiegend karbonatische Sedimente, die in situ als Poren-Grundwasserleiter vorliegen und durch eine hohe Durchlässigkeit bis $1 \cdot 10^{-2}$ m/s charakterisiert sind [2].

Als Injektionsharze eignen sich Epoxidharze und Polyurethanharze besonders gut. Neben einer sehr guten Haltbarkeit und Formbeständigkeit [3], respektive geringer schädlicher Eigenspannung durch Schwindung [4], stellt die Modifizierbarkeit eine besondere Stärke des Epoxidharzes dar. Durch die sehr vielfältigen Formulierungsmöglichkeiten können Epoxidharze für verschiedenste Anwendungsbereiche optimiert werden. Beispielsweise kann der E-Modul der Epoxidharze über einen großen Wertebereich (≈ Faktor 1.000) variiert werden. Charakteristisch für den Aufbau der Monomere (Harzkomponente) ist die Anordnung der Kohlenstoff- und Sauerstoffatome, die als Teil des Moleküls eine große Reaktionsbereitschaft mit anderen Monomeren erlaubt [5].

Bild 2 zeigt schematisch die Polyadditionsreaktion von Epoxidharzen. Die Epoxidgruppe der Harzkomponente A ist farblich hervorgehoben und besteht aus zwei Kohlenstoffatomen und einem Sauerstoffatom. Das Hinzufügen der Härterkomponente B bewirkt, dass sich die Epoxidgruppe öffnet. Es entstehen Valenzen, wodurch sich die Moleküle der Härterkomponente B mit der Aminogruppe anlagern können. Die Monomermoleküle A und B, mit den entsprechenden Epoxid- und Aminogruppen, sind nun über eine chemische Reaktion nach dem Schema A, B, A, B, … verbunden bzw. addiert. An den Monomermolekülen A und B liegt eine Vielzahl an reaktiven Gruppen vor, so dass bei der Polyaddition netzartig verknüpfte Polymermoleküle entstehen [5].

Diese Makromoleküle sind wiederum über kovalente Bindungen engmaschig verknüpft und stellen das Polymernetzwerk, sog. Duroplaste, dar. Bei der Bildung eines Polymernetzwerks gibt es einen kritischen Punkt, bei dem die Reaktionsphase von einer flüssigen in eine feste Zustandsform übergeht und sich die Eigenschaften des Polymernetzwerks schlagartig ändern. Dieser Punkt wird als Gelpunkt bezeichnet [6].

Die betrachteten Polyurethan-Klebstoffe sind ebenfalls Reaktionsklebstoffe, deren Aushärtereaktion auf der Polyaddition beruht. Die Harzkomponente A wird als Isocyanat-Gruppe bezeichnet und reagiert mit Verbindungen, in denen eine oder mehrere Hydroxid-Gruppen, sog. Polyole, vorhanden sind. Diese werden über die Härterkomponente B bereitgestellt. Die Molekülanordnung aus A- und B-Komponente wird als Urethan-Gruppe bezeichnet (**Bild 3**). In einem Polymermolekül liegt eine Vielzahl von Urethan-Gruppen vor, so dass Makromoleküle entstehen, die nach der Härtungsreaktion die Klebschicht darstellen. Die Makromoleküle werden auch als Polyurethane bezeichnet und sind namensgebend für den Klebstoff [5].

Das Härtungsverhalten von Polyurethanharzen unterliegt, wie bei Epoxidharz, u. a. Temperatureinflüssen und bestimmt maßgeblich den Anwendungsbereich des Kompositwerkstoffs. Eine Detailuntersuchung der Injektionsharze ist damit unverzichtbar. Im anschließenden Abschnitt 2.2 wird das Härtungsverhalten mithilfe eines Oszillations-Rheometers im Detail untersucht.

2.2 Rheologische Eigenschaften der Harze

Aus bautechnischer Sicht sind die Eigenschaften der Injektionsharze von Bedeutung. Die Anwendbarkeit von Injek-

Verfahren der Baugrundverbesserung durch Bewehrung	
Mit verdrängender Wirkung	Ohne verdrängende Wirkung
Hydraulisch aktives Zugabematerial ▪ Kalk-Zement-Säulen ▪ Rüttelstopf-Vermörtelung ▪ Soil-Fracturing	Mechanisches oder thermisches Einbringen ▪ Mixed-in-Place ▪ Fräs-Misch-Injektion ▪ Vereisung ▪ Injektionen
Inertes Zugabematerial ▪ Rüttelstopfverdichtung ▪ Sandverdichtungspfähle	Hydraulisches Einbringen ▪ Düsenstrahlverfahren

Tabelle 1 *Methoden der Baugrundverbesserung durch Bewehren nach [1]*

tionsharzen kann nicht a priori vorausgesetzt werden, ebenso wenig die Dauerhaftigkeit. Zur Untersuchung des Anwendungsbereichs wurden unterschiedliche Temperaturbereiche und Einflussfaktoren, wie das Tragverhalten des Kompositwerkstoffs bei Wasserkontakt, untersucht.

Die rheologischen Untersuchungen mit dem Oszillations-Rheometer zeigen, dass ein Kies-Polymer-Komposit bei einer niedrigen Temperatur von 10 °C hergestellt werden kann und aushärtet. Der Gelpunkt, nach dem das Feststoffverhalten dominiert, wird bei Epoxid- und Polyurethanharz selbst bei 10 °C erreicht; für Epoxidharz erkennbar an dem gekennzeichneten Schnittpunkt der Graphen des Speichermoduls und Verlustmoduls in **Bild 4.** Die Erhöhung der Temperatur um 10 °C bewirkt eine Verringerung der Reaktionszeit von 995 min auf 532 min, was einer Reduzierung von ca. 47 % entspricht. Dieser Effekt kann mit der van-'t-Hoff'schen Regel beschrieben werden. Die van-'t-Hoff'sche Regel besitzt damit auch Gültigkeit für die gegenständlichen Epoxidharze. Nach der van-'t-Hoff'schen Regel bewirkt eine Temperaturerhöhung von 10 °C annähernd eine Verdopplung bis Verdreifachung der Reaktionsgeschwindigkeit und letztlich eine entsprechende Verringerung der Reaktionszeit. Dieser Effekt ist bei Polyurethan deutlich schwächer ausgeprägt. Ursächlich kann die weitaus niedrigere Aktivierungsenergie sein, die Polyurethan benötigt [7].

Der Fokus der durchgeführten rheologischen Untersuchungen liegt primär auf der Probenherstellung für die nachfolgende experimentelle Untersuchung des Kompositwerkstoffs. Folglich sind die rheologischen Eigenschaften nur für den vorliegenden Beitrag konsistent. Die Ergebnisse sind daher nicht uneingeschränkt und ohne weitere Versuche in die Baupraxis zu übertragen. In der Baupraxis gelten die vom Hersteller ausgewiesenen Materialkennwerte der Epoxid- und Polyurethanharze.

2.3 Mechanische Eigenschaften der Komposite

Die Scherparameter des Kompositwerkstoffs werden anhand von Triaxialversuchen ermittelt und die Festigkeit des Kompositwerkstoffs wird mit einem Bruchkriterium beschrieben. Es wird grundsätzlich zwischen linearen und nichtlinearen Bruchkriterien unterschieden. Üblicherweise wird für die Auswertung der Triaxialversuche das lineare Bruchkriterium nach Mohr-Coulomb herangezogen. Es unterstellt einen linearen Zusammenhang zwischen τ und σ.

Vorangegangene Untersuchungen haben gezeigt, dass für Injektionsmaterialien ein nichtlineares Bruchkriterium, beispielsweise nach Hoek-Brown, eine gute Annäherung darstellt [8, 9]. Die lineare Auswertung nach Mohr-Coulomb würde im Bereich kleiner Spannungen zu einer Überschätzung des Kohäsionsanteils führen.

$$\sigma_1' = \sigma_3' + \sigma_{ci} \cdot \left\{ \left(\frac{m_b \cdot \sigma_3'}{\sigma_{ci}} \right) + s \right\}^a$$

mit: σ_{ci} Einaxiale Druckfestigkeit
m_b Hoek-Brown-Konstante
s = 1
a = 0,5

(**Bild 5**) zeigt exemplarisch für einen Kompositwerkstoff mit geringem Massenanteil an Epoxidharz die Auswertung nach Hoek-Brown. In die Auswertung sind neben den Versuchsergebnissen der Triaxialversuche zusätzlich die Ergebnisse der einaxialen Druck- und Zugversuche eingegangen, so dass Werte für die Seitendrücke bzw. Zelldrücke σ_3 von −1,8, 0,0, 0,8, 1,6 und 3,2 MPa vorliegen und entsprechend auch korrespondierende Werte für die Drücke in axialer Richtung (σ_1). Um die Spannungskreise im **Bild 5** zu erhalten, wurden die Versuchsergebnisse von mindestens fünf Versuchsreihen je Spannungsniveau zusammengefasst und für die o. g. Seitendrücke dargestellt. Anhand von **Bild 5** wird der nichtlineare Verlauf des einhüllenden Graphen (Strich-Punkt-Linie) ersichtlich.

Die Auswertung der Scherparameter unterschiedlicher Kompositwerkstoffe für ein Referenzspannungsniveau von σ = 5,0 MPa zeigt, dass erwartungsgemäß der Kohäsionsanteil infolge der Verkittung von ungebundenem Kies mit Injektionsharzen signifikant ansteigt. Der Reibungswinkel reduziert sich und weist für einen Kies mit Epoxidharz im trockenen Zustand einen Reibungswinkel von ca. 29° auf. Für den mit Polyurethan verkitteten Kies wurden vergleichbare Werte ermittelt. Der Kohäsionsanteil liegt jeweils bei ca. 2.900 kPa. Die signifikante Verringerung der Scherparameter infolge des Wasserkontakts ist ebenfalls anhand der Ergebnisse der Triaxialversuche zu erkennen. Versuche an Kompositwerkstoffen, die mit Epoxidharz verkittet wurden, zeigen eine Verringerung der Kohäsion um ca. 30 % und bestätigen damit eine Schwächung der Klebeverbindung.

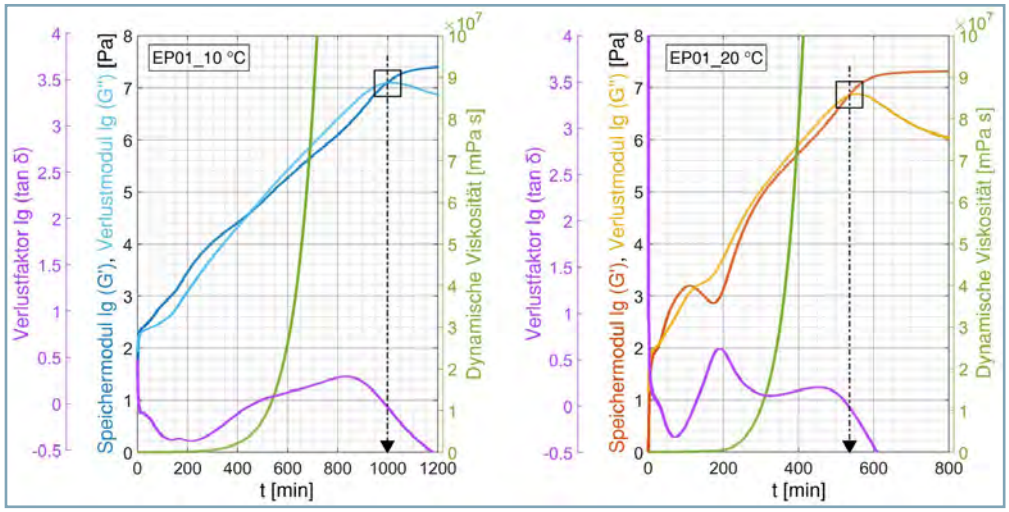


Bild 4 *Verläufe von Speicher- und Verlustmodul, Verlustfaktor und dynamischer Viskosität eines Epoxidharzes links: 10 °C rechts: 20 °C*

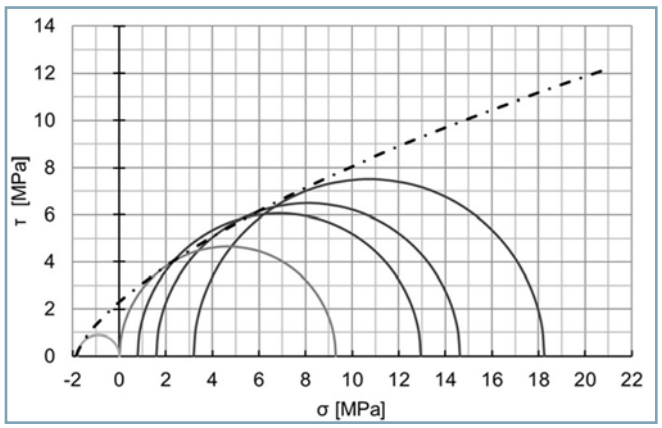


Bild 5 *Bruchhülle nach Hoek-Brown eines mit Epoxidharz verkitteten Kompositwerkstoffs*

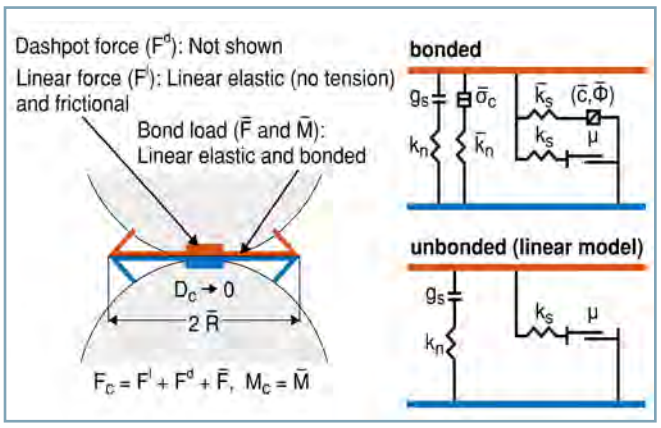


Bild 6 *Rheologisches „linear parallel bond model" [10]*

2.4 Numerische Modellierung

Basierend auf der experimentellen Untersuchung des Trag- und Verformungsverhaltens der untersuchten Kompositwerkstoffe wurden numerische Berechnungen durchgeführt. Es wurde ein Kompositwerkstoff partikelbasiert nachgebildet und die vorangegangenen experimentellen Versuche für die Kalibrierung des numerischen Modells herangezogen. Ziel der numerischen Modellierung ist die Nachbildung von geotechnischen Strukturen, etwa von Schottersäulenverfestigungen oder säulenförmigen Elementen zur Baugrundverbesserung, ebenso wie die Ermittlung des Trag-, Verformungs- und Bruchverhaltens. Für diesen Zweck kann die nachfolgend vorgestellte Diskrete-Elemente-Methode (z. B. PFC3D, Itasca) mit der Finite-Elemente-Methode gekoppelt werden. Ein Anwendungsbeispiel wird in [10] vorgestellt.

Um den Kompositwerkstoff mit einem partikelbasierten Modell zutreffend beschreiben zu können, ist nicht nur die Nachbildung der intakten bzw. wirksamen Verkittung der Partikel entscheidend, sondern auch die Beschreibung des defekten bzw. gebrochenen Zustands. Dieses Materialverhalten kann durch das sog. „linear parallel bond model" abgebildet werden [11, 12]. Der Vorteil des „linear parallel bond model" besteht darin, dass an einem Partikelkontakt zwei Interface-Elemente berücksichtigt werden können. Das erste Interface-Element entspricht dem linearen Modell und bildet den ungebundenen Zustand ab. Es kann keine Relativverdrehung aufgenommen werden und das Gleiten ist durch die Coulombsche Reibung limitiert (**Bild 6**). Das zweite Interface-Element wirkt parallel zum ersten und bildet die intakte Verkittung zweier Partikel ab. Es kann einer Relativverdrehung widerstehen und verhält sich linear elastisch, bis die Festigkeitsgrenze überschritten wird und die Verbindung bricht. Es liegt nun wieder der ungebundene Zustand vor. Ob grundsätzlich eine Verkittung zwischen zwei Partikeln zustande kommt, wird im Zuge der Materialerstellung festgelegt und über den sog. „installation gap" gesteuert. Der „installation gap" stellt ein geometrisches Kriterium für das Zustandekommen einer intakten Verkittung (mit Epoxid- oder Polyurethanharz) dar und wurde in Anlehnung an eine Forschungsarbeit [11] festgelegt. Eine anschließende Überprüfung der Anzahl der intakten Verbindungen je Partikel ist anhand der sog. „bond coordination number" möglich. Die Mikroanalyse in **Bild 7** zeigt einen Kompositwerkstoff aus Glaskugeln und Epoxidharz sowie im direkten Vergleich dazu einen Ausschnitt aus dem mit PFC3D modellierten Kompositwerkstoff. Die Parallelen der Darstellungen sind offensichtlich. Die Teilsättigung des Materials wird auch im numerischen Modell abgebildet. Zwischen den dunkelgrauen und hellgrauen Partikeln ist der „installation gap" überschritten, so dass keine Verbindung (gelbe Zylinder) zustande gekommen ist.

Um das Trag-, Verformungs- und Bruchverhalten des Kompositwerkstoffs zutreffend beschreiben zu können, wurden die experimentell ermittelte Korngrößenverteilung, die Materialdichte und die mechanischen Eigenschaften im numerischen Modell voreingestellt und anschließend anhand der experimentellen Laborversuche kalibriert. Der kalibrierte Kompositwerkstoff wurde in Triaxialversuchen untersucht. Analog zu den Laborversuchen wurden Zelldrücke $\sigma 3$ von 0,8, 1,6 und 3,2 MPa aufgebracht und entsprechende Berechnungen durchgeführt. In **Bild 8**, links ist der aufgebrachte Zelldruck mittels Mantelfläche um den Prüfkörper visualisiert. Die Belastungsplatten zur Aufbringung der axialen Spannung σ1 sind ebenfalls dargestellt. Die Graphen der mit PFC3D nachgerech-

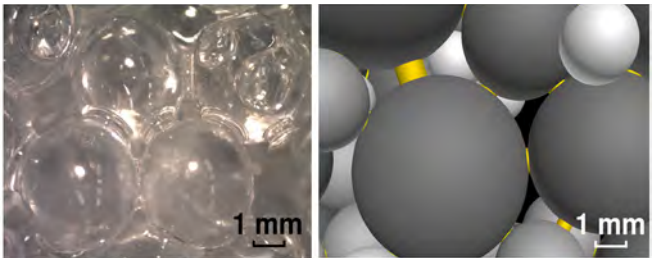


Bild 7 *Kompositwerkstoff aus Glaskugeln und Epoxidharz links: Aufnahme; rechts: Modell in PFC3D*

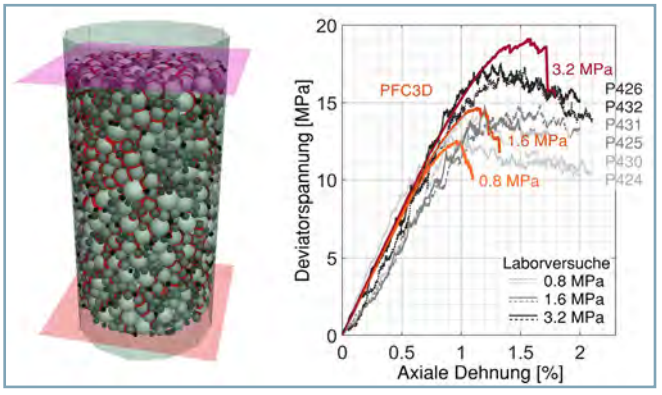


Bild 8 *Triaxiale Druckversuche links: Numerisches Modell in PFC3D rechts: Spannungs-Dehnungs-Verläufe*

Tabelle 2 Modellparameter des Kompositwerkstoffs in PFC3D

ρ [g/cm³]	n [-]	D_{50} [mm]	$\bar{E}_c$ [GPa]	$\bar{k}_n / \bar{k}_s$ [-]	λ [-]	σ_t [MPa]	c [MPa]	φ [°]
1,8	0,33	5,8	1,8	5	1	5,2	8,8	29

neten Versuche sind in **Bild 8**, rechts den Spannungs-Dehnungs-Werten der Laborversuche gegenübergestellt. Es fällt auf, dass die mit PFC3D berechneten Graphen mit zunehmendem Zelldruck ein Versagensbild zeigen, das erwartungsgemäß weniger spröde ist [13]. Die Steigung der berechneten Graphen passt erwartungsgemäß sehr gut zu den Laborergebnissen hinsichtlich der Maximalwerte der Deviatorspannung bei Zelldrücken von 0,8 bzw. 1,6 MPa; für den Zelldruck von 3,2 MPa weisen die Berechnungsergebnisse eine Abweichung nach oben hin von weniger als 10 % auf. Dieser Wert ist für den vergleichsweise hohen Spannungszustand akzeptabel.

Das Spannungs-Dehnungs-Diagramm vermittelt ebenfalls einen Eindruck des flexiblen Materialverhaltens. Denn im Unterschied zum Festgestein oder Beton liegt die Stauchung im Prozentbereich.

3 Zusammenfassung und Ausblick

Neben den mechanischen und hydraulischen Spezifika zeigen die Untersuchungen neue Erkenntnisse zu Kompositwerkstoffen in der Geotechnik auf. In Verbindung mit der Planung und Bemessung von Baugrundverbesserungen mit Kompositwerkstoffen aus Gesteinskörnung und Injektionsharzen sind u. a. folgende Aspekte zu beachten.

- Die untersuchten Kompositwerkstoffe sind für die geotechnische Anwendung geeignet und können selbst bei niedrigen Temperaturen um 10 °C hergestellt werden und aushärten. Die untersuchten Epoxid- und Polyurethanharze zeigen dann ein hochviskoses Verhalten.
- Hinsichtlich der Scherparameter führt die Zugabe der Injektionsharze erwartungsgemäß zu einer signifikanten Erhöhung der Kohäsion. Selbst bei einer Teilsättigung können Werte um 2.900 kPa erzielt werden.
- Wasserkontakt hat einen signifikanten Einfluss auf die Festigkeit einer Verkittung mit Epoxidharz und verringert bei den untersuchten Kompositwerkstoffen die Kohäsion um ca. 30 %.
- Kompositwerkstoffe aus Gesteinskörnung und chemischen Bindemitteln können zutreffend mit dem nichtlinearen Bruchkriterium nach Hoek-Brown beschrieben werden. Die vorliegenden Untersuchungen haben gezeigt, dass ein nichtlineares Bruchkriterium das Tragverhalten zutreffender abbildet als ein lineares Bruchkriterium, wie nach Mohr-Coulomb. In diesem Zusammenhang wird auf etwaige Risiken hingewiesen, die infolge eines falsch gewählten Bruchkriteriums entstehen.
- Für die partikelbasierte Modellierung von Kompositwerkstoffen wird ein Modell empfohlen, das den verbundenen und den ungebundenen Zustand abbilden kann, wie das „linear parallel bond model" in PFC3D. Der Vorteil besteht darin, dass zwei Interface-Elemente berücksichtigt werden können.
- Hinsichtlich der normativen Einordnung können die untersuchten Kompositwerkstoffe in die Kategorie BII-Diskret mit starren Säulen eingeordnet werden. Insbesondere die messbare einaxiale Druckfestigkeit, die in der Größenordnung von Beton liegen kann, lässt die Abgrenzung von der Klasse BI-Diskret mit nicht starren Säulen zu.

Zusammenfassend ist festzuhalten, dass es sich bei den untersuchten Kompositwerkstoffen um hochleistungsfähige Materialien handelt. Der Einbau der Kompositwerkstoffe als säulenförmiges Trag- und Drainageelement wurde bereits in situ erfolgreich erprobt. In Zukunft sollen weitere Testfelder folgen und das Trag- und Verformungsverhalten anhand von Probebelastungen untersucht werden. Die Probebelastungen könnten durch numerische Berechnungen mit PFC3D-FLAC3D-Kopplung ergänzt werden, um weitere Erkenntnisse zum Verformungsverhalten und zur maximalen Tragfähigkeit zu gewinnen.

Literatur

[1] Kirsch, F. (2004): Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Tragverhalten von Rüttelstopfsäulengruppen. Dissertation. Technische Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig

[2] Bayerisches Landesamt für Umwelt (2007): Fluvioglaziale Schotter, Hydrogeologischer Teilraum. Ref. 104. Augsburg.

[3] Kalweit, A.; Paul, C.; Peters, S.; Wallbaum, R. (2012): Handbuch für Technisches Produktdesign. Material und Fertigung, Entscheidungsgrundlage für Designer und Ingenieure. 2. Auflage. Springer Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-642-02642-3

[4] Schürmann, H. (2007): Konstruieren mit Faser-Kunststoff-Verbunden. 2. Auflage. Springer Berlin, Heidelberg. https://doi.org/10.1007/978-3-540-72190-1

[5] Habenicht, G. (2017): Kleben – erfolgreich und fehlerfrei. 7. Auflage. Springer Vieweg, Wiesbaden. https://doi.org/10.1007/978-3-658-14696-2_1

[6] Gu, Y.; Zhao, J.; Johnson, J.A. (2020): Polymer Networks: From Plastics and Gels to Porous Frameworks. Angew Chem Int Ed Engl 59:5022-5049. https://doi.org/10.1002/anie.201902900

[7] Oppen, D.; Rodríguez Agudo, J.A.; Schäffler, M. et al. (2024): Charakterisierung thermischer und mechanischer Eigenschaften von Haftklebstoffen. Adhaes Kleb Dicht 68:12–17. doi: 10.1007/s35145-024-1631-9

[8] Boley, C.; Forouzandeh, Y.; Wagner, S.; Pratter, P. (2019): Scherverhalten von acrylatischen Injektionskörpern. geotechnik 43:31–39. doi: 10.1002/gete.201900013

[9] Jessen J.; Cudmani, R.; Fillibeck. J.; (2022): Bruchbedingungen für schauminjizierte Kiese unter mehraxialer Beanspruchung. geotechnik 45:241–251. doi: 10.1002/gete.202200008

[10] Pratter, P.; Boley, C.; Forouzandeh, Y. (2023): Innovative Ground Improvement with Chemical Grouts: Potential and Limits of Partial Saturation with Polymers. Geotech Geol Eng 41:477–489. doi: 10.1007/s10706-022-02301-8

[11] Holt, R.M. et al. (2005): Comparison between controlled lab. experiments and discrete particle simulations of the mechanical behaviour of rock. Int J Rock Mech Min Sci 42

[12] Itasca Consulting Group Inc (2021): PFC–particle flow code in 2 and 3 dimensions. Version 7.0. Documentation set of version 7.00.132. Minneapolis

[13] Potyondy, D.O.; Cundall, P.A. (2004): A bonded-particle model for rock. International Journal of Rock Mechanics and Mining Sciences 41:1329–1364. doi:10.1016/j.ijrmms.2004.09.011

Dirk Hünninghaus®

Erfahrung seit 1972

SHO-BOND BICS® INJEKTIONSTECHNIK

Die effiziente und sichere Instandsetzung von Feinstrissen im Beton. So sparen Sie Zeit und Geld!





50+ JAHRE ERFAHRUNG

Horather Schanze 4
42281 Wuppertal
Tel: 0202-785520

WWW.HUENNINGHAUS.COM

Ulrich Trunk, Prof. Dr.-Ing., Fachhochschule Nordwestschweiz, Muttenz (CH)
Lars Künnemann, Dipl.-Ing., Künnemann Consulting GmbH, Murnau am Staffelsee (DE)
Matus Gasparik, Dr., GeoCubes GmbH, Freiburg (DE)

Dynamische Planung von Hebungsinjektionen bei großen Tunnelquerschnitten in Teilvortrieben

Bei innerstädtischen Tunnelbauwerken im Lockergestein mit großen Querschnittsflächen entstehen durch aufeinanderfolgende Teilvortriebe komplexe, sich räumlich und zeitlich entwickelnde Verformungen mit Auswirkungen auf vorhandene Bebauung. Die Planung und Ausführung von Hebungsinjektionen zum Ausgleich von Setzungen erfordert die gemeinsame Betrachtung von Verformungsprognosen, Bauwerksstrukturen, Bauabläufen und Messdaten. Diese Informationen können in einer integrierten Arbeitsumgebung in einem Visual-Analytics-Tool zusammengeführt und gemeinsam ausgewertet werden. Dadurch lassen sich kritische Verformungszustände und geeignete Zeitfenster für Hebungsmaßnahmen frühzeitig erkennen sowie Prognosen während der Ausführung anhand von Messdaten fortschreiben und die Injektionsplanung adaptiv anpassen. Darüber hinaus eröffnet der Ansatz die Möglichkeit, Prognose- und Planungsszenarien miteinander zu vergleichen sowie Unsicherheiten hinsichtlich des Baugrundverhaltens systematisch zu berücksichtigen.

1 Einleitung

Beim Bau innerstädtischer Tunnel im Lockergestein können auftretende Setzungen Auswirkungen auf bestehende Bauwerke und deren Gebrauchstauglichkeit haben, sodass Sicherungsmaßnahmen vorzusehen sind. Für den Ausgleich auftretender Setzungen werden häufig Hebungsinjektionen ausgeführt.

Zum Einsatz von Hebungsinjektionen sowie zu den dabei gewonnenen Erfahrungen liegen zahlreiche Veröffentlichungen und Projektberichte vor, auf die hier verwiesen wird, wie [1], [2], [3].

Besondere Herausforderungen ergeben sich bei Tunnel- und Hohlraumbauwerken mit großen Querschnittsflächen. Solche Bauwerke werden im Lockergestein aus Gründen der Standsicherheit in der Regel in mehreren Teilvortrieben hergestellt. Die dabei auftretenden Verformungen entwickeln sich zeitlich und räumlich komplex und überlagern sich aus mehreren Vortriebsabschnitten. Für vorhandene Bauwerke bedeutet dies, dass nicht nur die Größe der Setzungen, sondern auch die Entwicklung von Schiefstellungen bzw. Drehungen (nach EC 7) und Winkelverdrehungen zu berücksichtigen ist [4].

2 Vortrieb und Sicherungsmaßnahmen

2.1 Querschnittsgröße

Im innerstädtischen Tunnelbau weisen eingleisige U-Bahn- und S-Bahn-Röhren häufig Ausbruchsflächen zwischen ca. 40 m² und 65 m² auf. Demgegenüber erreichen Stationen, Aufweitungen und Verzweigungsbauwerke sowie andere großvolumige Hohlraumbauwerke Querschnittsflächen von deutlich über 150 m² bis etwa 350 m². Mit zunehmender Querschnittsgröße steigen sowohl die Anforderungen an die Sicherung des Vortriebs als auch die Relevanz verformungsbegrenzender Maßnahmen für die darüberliegende Bebauung.

2.2 Bergmännische Vortriebe

Bei bergmännisch aufgefahrenen Tunneln im Lockergestein erfolgt die Herstellung in der Regel mit einem Kalottenvortrieb und nachlaufendem Vortrieb von Strosse und Sohle. Sind größere Querschnittsflächen herzustellen, sind Unterteilungen in weitere Teilvortriebe notwendig.

Um Belastungen auf den Ortsbrustkeil und noch nicht ausreichend tragfähige Tunnelsicherungen zu vermeiden, ist die Ausführung von Hebungsinjektionen zum Ausgleich von Setzungen innerhalb festzulegender Sperrzonen nicht zulässig (**Bild 1**).

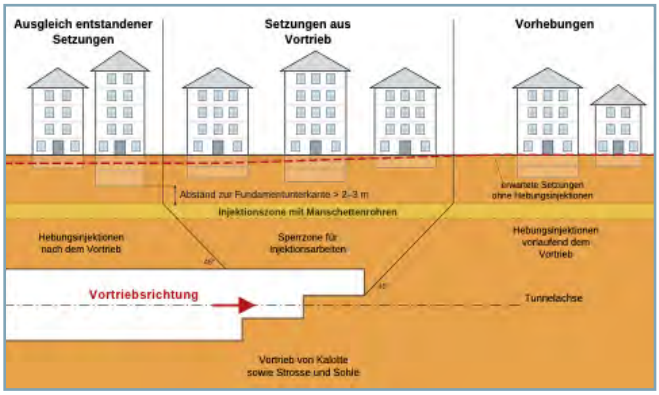


Bild 1 Sperrzone für Injektionsarbeiten bei einem bergmännischen Vortrieb

2.3 Vortriebe mit Tunnelbohrmaschinen

Erfolgen die Vortriebe mit Tunnelbohrmaschinen (TBM), ergeben sich andere Randbedingungen als bei bergmännischen Vortrieben. Aufgrund der kontinuierlichen und vergleichsweise schnellen Vortriebsleistung ist die Durchführung von Hebungsinjektionen während der eigentlichen TBM-Fahrt in den meisten Projekten nicht ausführbar.

Erforderliche Vorhebungen werden deshalb üblicherweise bereits vor dem Start des Tunnelvortriebs hergestellt. Werden zwei etwa parallel zueinander liegende Röhren nacheinander aufgefahren, kann nach Abschluss des ersten Vortriebs und auf Grundlage der gewonnenen Erkenntnisse eine Anpassung der Injektionsplanung für den zweiten Vortrieb erfolgen. Ergänzende Hebungsmaßnahmen können sowohl zwischen den beiden Vortrieben als auch nach deren Abschluss ausgeführt werden. Ein Beispiel hierfür ist das Projekt City-Tunnel Leipzig, Los B (**Bild 2**) [5].

Während des ersten Vortriebs wurden die auftretenden Setzungen messtechnisch erfasst. Auf dieser Basis konnten die für die zweite Tunnelröhre erforderlichen Hebungsmaßnahmen präziser festgelegt und an das beobachtete Verhalten von Baugrund und Bebauung angepasst werden.

3 Große Tunnelquerschnitte

3.1 Projektbeispiele

Beispiele für Tunnelbauwerke mit großen Querschnittsflächen sind Stationsbauwerke des U-Bahn- und Eisenbahnbaus sowie unterirdische Verkehrskavernen mit Querschnittsflächen von deutlich über 150 m² wie U-Bahn-Station Theresienwiese in

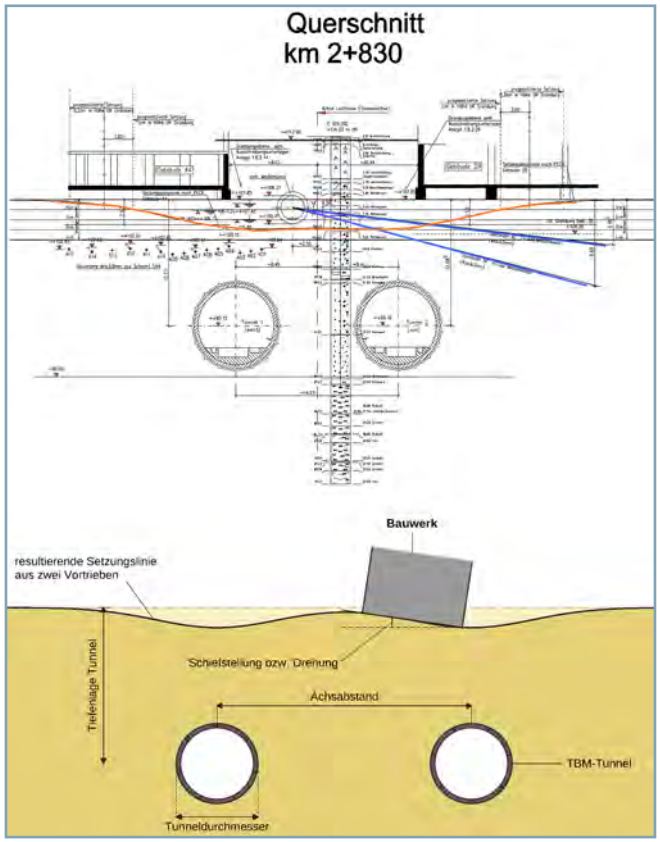


Bild 2 *Resultierende Setzungen aus zwei TBM-Vortrieben*
oben: Ermittelte Setzungsmulde [5]
unten: Schematische Darstellung

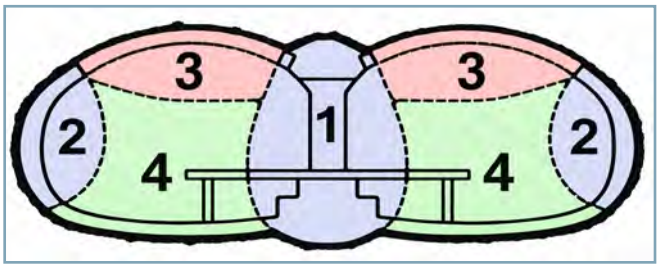


Bild 3 *Querschnitt des U-Bahnhofs Theresienwiese, München [6]*

München mit rund 180 m² (**Bild 3**) [6] sowie die Parkkaverne Landsberg mit ca. 240 m² [7].

Auch für das Crossrail-Projekt in London wurden mehrere großflächige Stations- und Kavernenbauwerke erstellt [8], [9], [10]. Exemplarisch seien an dieser Stelle der Querschnitt F Eastbound in Stepney Green mit einer Querschnittsfläche von 180 m² (**Bild 4**) sowie die Whitechapel Westbound Cavern (**Bild 5**) genannt.

Die Entwicklung aktueller Eisenbahn- und Nahverkehrsprojekte zeigt zudem, dass große unterirdische Hohlräume künftig weiter an Bedeutung gewinnen werden. Hintergrund ist, dass neue Tunneltrassen unter dicht bebauten Stadtbereichen zunehmend nur in großer Tiefe erstellt werden können. Offene Bauweisen sind aufgrund bereits bestehender Infrastruktur nicht realisierbar. In solchen Fällen stellt die bergmännische Bauweise oftmals die einzige technisch und wirtschaftlich sinnvolle Lösung dar.

Beispiele hierfür sind die Bahnsteigbauwerke der 2. S-Bahn-Stammstrecke München im Bereich des Hauptbahnhofs und des Marienhofs sowie die geplanten Ausbauarbeiten am Bahnhof Zürich Stadelhofen. Beide Vorhaben verdeutlichen, dass Tunnel- und Stationsbauwerke künftig verstärkt unter anspruchsvollen innerstädtischen Randbedingungen hergestellt werden müssen. Damit steigen zugleich die Anforderungen an die Prognose, Bewertung und Begrenzung vortriebsbedingter Verformungen.

3.2 Entwicklung und Überlagerung von Setzungen

Bei aufeinanderfolgenden Teilvortrieben entwickeln sich die an Bauwerken auftretenden Setzungen über verschiedene Bauphasen hinweg. Die daraus resultierenden Verformungen addieren sich und können sich hinsichtlich ihrer räumlichen



Bild 4 *Querschnitt F Eastbound, Stepney Green, Crossrail London*

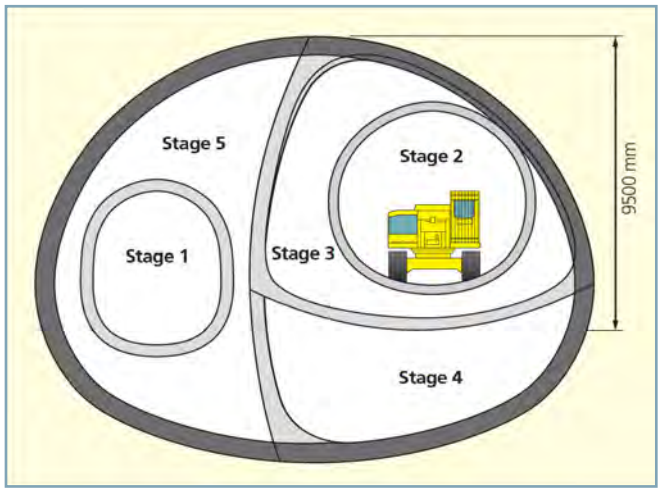


Bild 5 *Querschnitt und Vortrieb der Whitechapel Westbound Cavern, Crossrail [8]*

Verteilung ändern. Setzungen können sich vorwiegend in Vortriebsrichtung, quer zur Vortriebsachse oder als Kombination beider Effekte ausbilden. Ferner kann sich die Richtung der Verformungsentwicklung während des Baufortschritts ändern. Dadurch verändert sich auch die Beanspruchung der betroffenen Bauwerke. Verformungszustände, die in einer frühen Bauphase noch unkritisch sind, können sich durch die Überlagerung weiterer Setzungen später deutlich ungünstiger entwickeln, zum Beispiel auch bei einem Wechsel von einer zunächst vorhandenen Muldenlage zu einer Sattellage. Für Sattellagen sind oft geringere zulässige Schiefstellungen zu beachten. Deshalb kommt frühzeitigen Prognosen eine besondere Bedeutung zu.

3.3 Kritische Schiefstellungen

Zulässige Schwellen- oder Grenzwerte können durch die Überlagerung von Verformungen einzelner Teilvortriebe bereits erreicht oder überschritten werden. In solchen Fällen ist es nicht ausreichend, Hebungsmaßnahmen erst nach Abschluss größerer Vortriebsabschnitte vorzusehen. Vielmehr müssen bereits vor oder während des laufenden Bauablaufs geeignete Injektionen zum Ausgleich von Setzungen ausgeführt werden.

3.4 Vortriebe und Hebungsinjektionen

Hebungsinjektionen sollen möglichst so in den Bauablauf integriert werden, dass sie den eigentlichen Tunnelvortrieb nicht behindern. Werden Zwischenhebungen während laufender Vortriebe unter Beachtung der genannten Sperrzonen erforderlich, müssen die benötigten und zur Verfügung stehenden Zeitfenster frühzeitig identifiziert werden. Aus diesem Grund ist eine integrierte Betrachtung von Verformungsprognose, Injektionsplanung und Bauablauf notwendig.

4 Verformungsprognose und -bewertung

4.1 Prognose

Zur Ermittlung der zu erwartenden Setzungen und Verformungen werden heute überwiegend Finite-Elemente-Berechnungen eingesetzt. Die Größe der prognostizierten Verformungen hängt von verschiedenen Einflussfaktoren ab. Wesentliche Bedeutung haben dabei die Anzahl und Geometrie der Teilvortriebe, deren Tiefenlage, der anstehende Baugrund sowie die verwendeten Materialmodelle und Kennwerte zur Beschreibung des Baugrundverhaltens. Um den Einfluss der anzunehmenden Bandbreite der Baugrundkennwerte abzuschätzen, werden oft Berechnungen mit unteren, mittleren und oberen Parameteransätzen durchgeführt und bewertet.

Auf Basis dieser Berechnungen können die zu erwartenden Verformungsverläufe für die einzelnen Vortriebsphasen abgeleitet werden. Gleichzeitig lässt sich untersuchen, in welchen Bauzuständen kritische Schiefstellungen, Winkelverdrehungen oder andere relevante Grenzwerte erreicht werden könnten. Diese Erkenntnisse bilden die Grundlage für die erste Dimensionierung und zeitliche Einordnung erforderlicher Hebungsmaßnahmen.

4.2 Erfassung und Auswertung

Während der Bauausführung sind die auftretenden Verformungen durch geeignete Messprogramme zu erfassen. Hierfür stehen verschiedene Messverfahren zur Verfügung, die eine kontinuierliche Beobachtung von Bauwerken, Baugrund und Tunnelbauwerk ermöglichen. Schlauchwaagensysteme haben sich hierbei insbesondere für die Erfassung relativer Vertikalbewegungen bewährt.

Die kontinuierliche Überwachung führt bei größeren Projekten abhängig von der Anzahl der Sensoren und den gewählten Messintervallen im Projektverlauf zu erheblichen Datenmengen, die zeitnah ausgewertet und interpretiert werden müssen. Dies setzt leistungsfähige Datenstrukturen sowie effiziente Verfahren zur Speicherung und Visualisierung der Informationen voraus.

5 Visual-Analytics-Tool

5.1 Randbedingungen

Ein Visual-Analytics-Tool bietet einen integrierten Ansatz für die Prognose von Setzungen und die Planung von Sicherungsmaßnahmen mit Hebungsinjektionen. In das System können FE-Berechnungsergebnisse, Geodaten, Planunterlagen sowie bauwerksbezogene Informationen integriert und in einem interaktiven Dashboard visualisiert werden. Dadurch stehen sämtliche projektrelevanten Informationen in einem konsistenten räumlichen und zeitlichen Bezug zur Verfügung (**Bild 6**).

Die Planung von Hebungsinjektionen bei großflächigen Tunnel- und Hohlraumbauwerken ist durch zahlreiche gegenseitige Abhängigkeiten geprägt. Verformungsprognosen, Bauabläufe, geometrische Randbedingungen sowie Anforderungen aus dem Schutz der Bestandsbebauung müssen gemeinsam betrachtet werden. Die Auswertung dieser Informationen wird mit wachsender Projektgröße und Datenmenge zunehmend anspruchsvoller.

5.2 Prognose und Ausführung

Die Verformungsprognosen können mit dem VA-Tool für einzelne Vortriebsabschnitte, Bauphasen oder komplette Bauabläufe ausgewertet werden. Dabei wird nicht nur die Größe der zu erwartenden Setzungen betrachtet, sondern auch deren zeitliche Entwicklung sowie die Überlagerung verschiedener Vortriebsschritte. Dies ermöglicht eine differenzierte Beurteilung möglicher Auswirkungen auf bestehende Bauwerke und Infrastrukturanlagen.

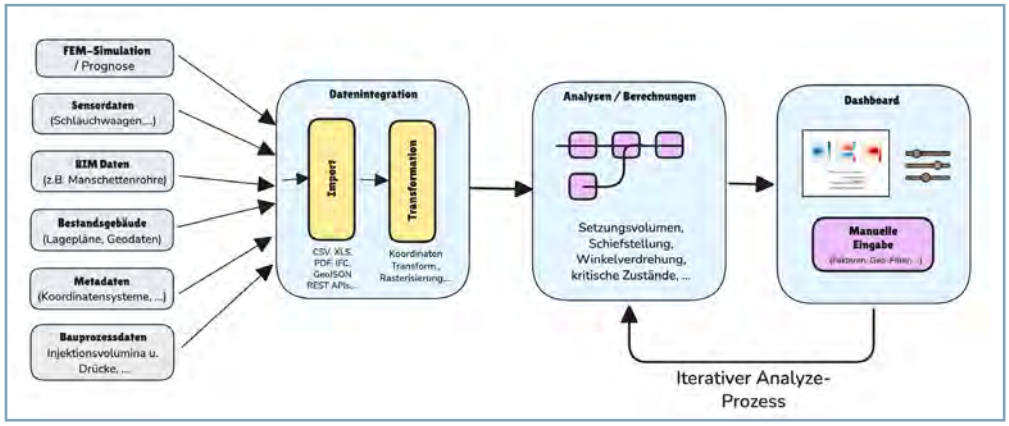


Bild 6 *Datenfluss und Analyseprozess im VA-Tool [GeoCubes GmbH]*

Ein wesentlicher Vorteil des Systems besteht darin, dass Prognoseergebnisse unmittelbar mit geplanten Hebungsmaßnahmen kombiniert werden können. Hebungsfelder lassen sich räumlich definieren und hinsichtlich ihrer Wirkung auf die berechneten Setzungen analysieren. Dadurch kann bereits während der Planung überprüft werden, ob vorgegebene Schwellenwerte für Setzungen, Schiefstellungen oder Verdrehungen eingehalten werden.

Darüber hinaus unterstützt das Tool die Untersuchung unterschiedlicher Prognoseannahmen. Auswirkungen variierender Baugrundparameter oder abweichender Steifigkeitsannahmen können transparent dargestellt und miteinander verglichen werden. Damit wird sichtbar, welche Auswirkungen Unsicherheiten auf die Prognosen haben und wie empfindlich die geplanten Hebungsmaßnahmen auf Änderungen reagieren.

Kritische Situationen können frühzeitig erkannt und alternative Vorgehensweisen hinsichtlich ihrer technischen und terminlichen Auswirkungen bewertet werden. Dies erleichtert die Abstimmung zwischen Planung, Bauüberwachung und Ausführung und verbessert die Nachvollziehbarkeit der getroffenen Entscheidungen.

Mit der Erfassung der Messdaten während der Bauausführung ist eine laufende Gegenüberstellung von Prognose und Ist-Zustand möglich und damit eine Überprüfung der zugrunde liegenden Annahmen. Auf dieser Grundlage können die Verformungsprognosen fortlaufend angepasst werden.

5.3 Umfang der Hebungsinjektionen

Da umfangreiche dreidimensionale Neuberechnungen während laufender Vortriebsarbeiten häufig nur mit erheblichem Zeitaufwand möglich sind, werden ergänzend vereinfachte oder datenbasierte Ansätze benötigt, um verbesserte Verformungsprognosen zeitnah für die weitere Planung nutzen zu können.

Diese fortlaufende Aktualisierung ist insbesondere für die Ermittlung erforderlicher Hebungsvolumina bestimmter Bauphasen oder -abschnitte sowie für die Planung von Vorhebungen und Zwischenhebungen von Bedeutung. Werden beispielsweise zu konservative Annahmen hinsichtlich der Baugrundverformungen getroffen, können sich daraus zu große Vorhebungen ergeben. Sind die Baugrundverformungen größer als erwartet, kann sich daraus zusätzlicher Injektionsbedarf ergeben. Eine laufende Anpassung der Prognose trägt dazu bei, beide Risiken zu reduzieren.

5.4 Verformungen und Bauwerksstrukturen

Zu Beginn empfiehlt sich eine bauwerksunabhängige Analyse der Verformungscharakteristik. Dadurch kann beurteilt werden, wie sich die Setzungsmulde über unterschiedliche Längenbereiche entwickelt und welche Verformungsmuster aus den einzelnen Vortriebsphasen resultieren. Die Auswertung kann für frei definierbare Streckenlängen erfolgen und erlaubt sowohl die Untersuchung genereller Trends als auch die Analyse lokaler Verformungsanteile.

Im Anschluss werden die tatsächlichen Bauwerksstrukturen berücksichtigt. Hierzu werden charakteristische Punkte ausgewählt, die für die Beurteilung des jeweiligen Gebäudes von Bedeutung sind. Dies können beispielsweise Gebäudeecken, tragende Außen- und Innenwände oder Bereiche mit Einzelfundamenten sein. Aus den Beziehungen zwischen diesen Punkten lassen sich die für die Bauwerksbewertung relevanten Verformungsgrößen ableiten.

Dadurch wird deutlich, welche Kriterien und Punkte für die Beurteilung der Bauwerke maßgebend sind. Die ausgewählten Punkte können gezielt für das spätere Monitoring genutzt werden.

5.5 Analyse von Injektionsparametern

Bereits im Zuge erster Injektionen zur Herstellung von Probefeldern sowie bei sogenannten Kontaktinjektionen bietet das VA-Tool eine frühzeitige Qualitätskontrolle. Die aufgezeichneten Injektionsverläufe für Druck, Pumprate und Injektionsvolumen werden auf charakteristische Muster sowie auf Auffälligkeiten und Abweichungen hin analysiert. Auf diese Weise lassen sich Baugrundreaktionen frühzeitig beurteilen und gewonnene Erkenntnisse können unmittelbar in die Planung nachfolgender Injektionsphasen einfließen.

5.6 Ablauf Vortriebe und Hebungsinjektionen

Ein wesentlicher Bestandteil der Planung ist die Abschätzung der für die Ausführung erforderlichen und zur Verfügung stehenden Zeitfenster. Hierzu werden die berechneten Hebungsvolumina mit Leistungsansätzen für die Ausführung der Injektionsarbeiten verknüpft. Auf diese Weise lässt sich beurteilen, ob die vorgesehenen Maßnahmen innerhalb der zwischen den Vortriebsphasen verfügbaren Zeiträume realisierbar sind oder ob Anpassungen des Bauablaufs erforderlich werden.

Zu berücksichtigen sind ferner Bereiche, in denen die Ausführung von Hebungsinjektionen aufgrund vortriebsbedingter Randbedingungen nur eingeschränkt möglich ist. Sperrzonen sowie technische Anforderungen aus dem Tunnelbau können die verfügbaren Ausführungszeiträume deutlich begrenzen.

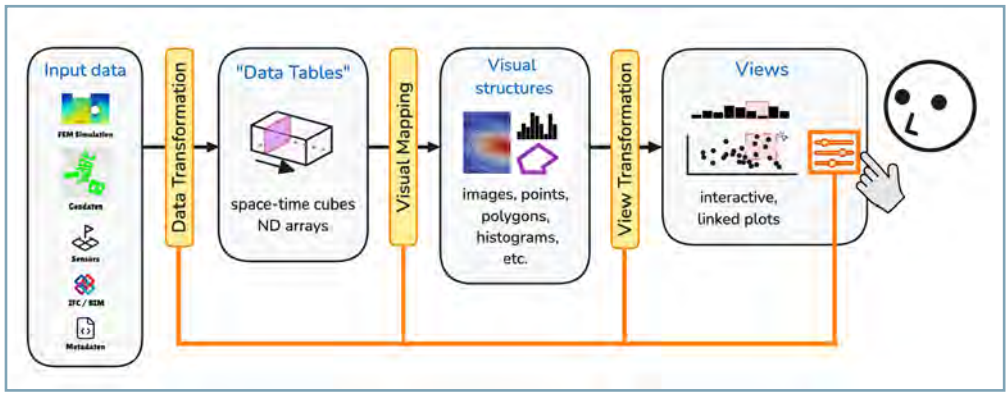


Bild 7 *Systemarchitektur des VA-Tools [GeoCubes GmbH]*

Die Planung muss deshalb die tatsächliche Ausführbarkeit von Injektionen berücksichtigen.

Die Hebungsinjektionsplanung entwickelt sich damit von einer rein mengenbezogenen Betrachtung zu einem integralen Bestandteil der Bauablaufplanung. Durch die gemeinsame Bewertung von Verformungsprognosen, Ausführbarkeit, Ressourcenbedarf und zeitlichen Randbedingungen können unterschiedliche Strategien bereits in frühen Projektphasen untersucht und optimiert werden. Ziel ist es, erforderliche Hebungsmaßnahmen so zu koordinieren, dass die Auswirkungen auf den Vortrieb minimiert und gleichzeitig die Anforderungen an den Schutz der Bestandsbebauung zuverlässig eingehalten werden.

Damit wird die Verformungsprognose von einer reinen Planungsgrundlage zu einem dynamischen Instrument der Bauausführung zur fortlaufenden Begleitung und Steuerung des Projekts. Die Kombination aus Berechnung, Messung und fortlaufender Kalibrierung schafft die Voraussetzungen für eine gezielte Steuerung von Hebungsinjektionen und eine verbesserte Beherrschung der mit großen Tunnelquerschnitten verbundenen Verformungsrisiken.

6 Voraussetzungen für das VA-Tool

Die Qualität der erzielten Ergebnisse hängt wesentlich von der Verfügbarkeit und Güte der zugrunde liegenden Daten ab. Eine zuverlässige Prognose der zu erwartenden Verformungen setzt zunächst geeignete numerische Modelle voraus, die die maßgebenden Baugrund- und Bauwerksrandbedingungen ausreichend realitätsnah abbilden.

Neben der Beschreibung des Baugrunds ist die Berücksichtigung der vorhandenen Bebauung von Bedeutung. Bauwerksgeometrie, Gründungssystem, Steifigkeit und Eigengewicht können die Verformungsentwicklung beeinflussen und sollten daher in angemessenem Umfang in den Untersuchungen berücksichtigt werden. Der hierfür erforderliche Modellierungsaufwand ist projektspezifisch festzulegen.

Für die spätere Auswertung und Visualisierung ist darüber hinaus eine konsistente Datenbasis erforderlich. Informationen zu Geländeoberflächen, Bauwerken, Vortrieben, Injektionsfeldern und -abschnitten sowie Messsystemen sollten möglichst in georeferenzierter Form vorliegen. Dadurch können unterschiedliche Datenquellen ohne aufwendige Nachbearbeitung miteinander kombiniert werden (**Bild 7**).

Eine weitere Voraussetzung für die erfolgreiche Anwendung des Ansatzes besteht in einem geeigneten Monitoringkonzept. Die eingesetzten Messsysteme sollten so angeordnet werden, dass Prognose und Ist-Zustand auf gemeinsamen Bezugspunkten miteinander verglichen werden können. Nur auf dieser Grundlage ist eine belastbare Fortschreibung der Prognosen und eine adaptive Anpassung der Hebungsmaßnahmen möglich.

7 Bewertung

Das vorgestellte Visual-Analytics-Konzept ermöglicht die Zusammenführung dieser Informationen in einer integrierten Arbeitsumgebung. Prognosen, Geodaten, Monitoringergebnisse und Planungsinformationen können gemeinsam ausgewertet und hinsichtlich ihrer Auswirkungen auf Bauwerke und Bauabläufe untersucht werden. Dadurch werden komplexe Zusammenhänge transparent dargestellt und die Entscheidungsfindung unterstützt.

Darüber hinaus eröffnet der Ansatz die Möglichkeit, unterschiedliche Prognose- und Planungsszenarien miteinander zu vergleichen sowie Unsicherheiten hinsichtlich des Baugrundverhaltens systematisch zu berücksichtigen. Hebungsmaßnahmen können dadurch frühzeitig optimiert und hinsichtlich ihrer technischen Umsetzbarkeit bewertet werden.

Während der Bauausführung erlaubt die Einbindung von Messdaten eine kontinuierliche Überprüfung und Fortschreibung der Prognosen. Auf dieser Grundlage können die Hebungsmaßnahmen adaptiv angepasst und auf den Bauablauf abgestimmt werden.

Literatur

[1] Chambosse, G.; Otterbein, R. (2002): State of the art of Compensation Grouting in Germany, XVth International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, August 2002.

[2] Kummerer, C.; Thurner, R.; Rigazio, A.; Zamagni, A. (2007): Compensation grouting for limiting settlements of two railway bridges induced by a twin-tunnel excavation, XIV. European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Madrid, Spain, 24.-29. Sept. 2007

[3] Sailer, M.; Fillibeck, J.; Kummerer, C. (2023): Experimental Investigations on the Application of Compensation Grouting in Coarse-Grained Soils. In: Proceedings of the 6th International Conference on Grouting and Deep Mixing, New Orleans, Louisiana. Deep Foundations Institute (DFI) / ICOG.

[4] Höser, S.; Bathaeian, I. (2021): Oberflächensetzung im urbanen Raum – Auswertung der Oberflächensetzungen an Gebäuden infolge komplexer unterirdischer Bauabläufe. Geomechanics and Tunnelling - Geomechanik und Tunnelbau 14, H. 5 (2021). S. 448–456

[5] Kirsch, F.; Trunk, U. (2010): Messungen am City-Tunnel in Leipzig, Tagung Messen im Bauwesen, BAM Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung, Berlin, 2. März 2010

[6] Fillibeck, J. (2012): Oberflächensetzungen beim Tunnelvortrieb im Lockergestein – Prognose, Messung und Beeinflussung, Habilitationsschrift, Heft 50 der Schriftenreihe, Lehrstuhl und Prüfamt für Grundbau, Bodenmechanik Felsmechanik und Tunnelbau der TU München

[7] Schikora, K.; Ostermeier, B., 1991: Eine Längskaverne im Lockergestein mit 250 m^2 Ausbruchsfläche. Parkkaverne Landsberg / Lech: Rechenmodell und Messergebnisse. Bauingenieur 66, Springer-Verlag, Düsseldorf, S. 565-571, 1991

[8] Couglan, D.; Diez, R.; Comins, J.; Stärk, A. (2017): Crossrail project: use of sprayed concrete tunnel linings on London's Elizabeth line, Civil Engineering 170 May 2017 Issue CE5, Pages 39–46 http://dx.doi.org/10.1680/jcien.16.00026

[9] Gakis, A.; Grau, B.; Schwind, Th. (2016): Tunnel deformations caused by compensation grouting at Crossrail Farringdon Station, ICE Publishing, https://learninglegacy.crossrail.co.uk/documents/tunnel-deformations-caused-compensation-grouting-crossrail-farringdon-station/, Crossrail Learning Legacy

[10] Ssenyonga, A. (2018): An investigation of surface settlement and volume loss associated with SCL tunnelling at Stepney Green, ICE Publishing, https://learninglegacy.crossrail.co.uk/documents/an-investigation-of-surface-settlement-and-volume-loss-associated-with-scl-tunnelling-at-stepney-green/ - Crossrail Learning Legacy

Inserenten ..... **Seite**

Keller Grundbau GmbH 14

Minova International Ltd 30

WEBAC GmbH 36

BeMo Tunnelling GmbH 41

DESOI GmbH 47

DMI Injektionstechnik GmbH 48

adicon Gesellschaft für Bauwerksabdichtungen mbH 60

URETEK Deutschland GmbH 72

ESET Deutschland GmbH 73

WIWA Wilhelm Wagner GmbH & Co. KG 92

Dirk Hünninghaus GmbH 114