

Beiträge zum RuhrGeo-Tag 2026

Innovationen in der Geotechnik

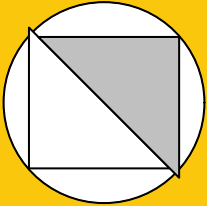
Bochum, 26. März 2026

Heft 89

Schriftenreihe des Lehrstuhls für
Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik

Herausgeber: Torsten Wichtmann

ISSN 2699-1020



Ruhr-Universität Bochum

Schriftenreihe Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik

Heft 89

Herausgeber:

Prof. Dr.-Ing. habil. Torsten Wichtmann

Ruhr-Universität Bochum

Fakultät für Bau- und Umweltingenieurwissenschaften

Lehrstuhl für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik

44801 Bochum

Telefon: 0234/ 3226135

Internet: www.bgu.ruhr-uni-bochum.de

ISSN 2699-1020

© 2026 der Herausgeber

Vorwort

Wir freuen uns, den 15. RuhrGeo-Tag am 26. März 2026 an der Ruhr-Universität Bochum ausrichten zu dürfen. Der Untertitel „Innovationen in der Geotechnik“ lässt ein breites Spektrum an Themen zu und fordert dazu auf, Neuerungen vorzustellen. Das Programm untermauert, dass viel Innovationskraft in der Geotechnik steckt. Herausforderungen, effizienter und nachhaltiger zu bauen und schwierige Situationen zu beherrschen, führen immer wieder zu Weiterentwicklungen und neuen Ideen. Dazu kommen Fortschritte in anderen Disziplinen, die solche Weiterentwicklungen anstoßen und möglich machen, wie im Maschinenbau und der Steuerungstechnik sowie der modernen Datenverarbeitung bis hin zur künstlichen Intelligenz.

Die Beiträge zu Pfählen thematisieren ein klassisches Spezialtiefbauelement, welches in einfacher Form bereits in der Antike genutzt wurde. Dabei werden die Tragfähigkeitserhöhung und das Erweitern der Einsatzbereiche sowie auch Optimierungen bei der Herstellung von Fertigpfählen thematisiert. Dabei wird der Frage nachgegangen, welche Widerstände in statischen Berechnungen ansetzbar sind, und Erfahrungswerte werden gesammelt, um eine Datenbasis zu schaffen, vorhandene Potentiale auch ausnutzen zu können.

Ein zweites Spezialtiefbauelement, welches betrachtet wird, ist der Verpressanker, seit den 60er Jahren unverzichtbarer Bestandteil bei Baugruben aber auch bei dauerhaften Sicherungen von Geländesprüngen und auftriebsgefährdeten Konstruktionen. Hier werden zum einen Fragen der Dauerhaftigkeit adressiert, insbesondere vor dem Hintergrund, dass aufgrund der Komplexität von Bauaufgaben und zunehmenden Dimensionen von Baugruben in Tiefe und Grundriss Bau- und Standzeiten länger werden und der Begriff „temporär“ eine andere Bedeutung bekommt, als wir dieses bisher gewöhnt sind. Doch auch eine Ausweitung des Einsatzbereiches dieses, da auf Zug belastet, sensiblen Bauteils bei chemischem Angriff ist ein Thema. Sind Einschränkungen, die berechtigterweise einmal eingeführt wurden, vor dem Hintergrund aktueller Forschung und Kenntnisse noch notwendig oder können bzw. müssen diese heute differenzierter betrachtet werden? In diese Richtung geht auch der Beitrag zum ansetzbaren Wandreibungswinkel bei Schlitzwänden.

Schwierige Baugrund- und Gründungssituationen mit Hohlräumen und lokal nicht tragfähigen und belastbaren Bereichen erfordern Sonderlösungen, um diese mit vertretbarem Aufwand und sicher zu beherrschen. Geotextilien bieten dafür, aber auch bei anderen Fragestellungen wie z.B. im Wasserbau, interessante Alternativen. Ein Themenfeld ist das Ausführen von Brückenwiderlagern, an welche hohe Anforderungen hinsichtlich

Tragfähigkeit und Verformungen sowohl für dauerhafte Brücken als auch bei temporärem Einsatz gestellt werden. Ein Blick auf gesammelte Erfahrungen ist hier sehr wertvoll und kann erheblich dazu beitragen, das Potential einer solchen mit vielen Chancen verbundenen Bauweise zu mobilisieren.

Um Eingriffe in Landschaft und Umwelt gering zu halten sind bei der Umsetzung von Bauaufgaben manchmal neue Wege zu beschreiten, wie an einer Böschungssanierung gezeigt wird. Die Frage, wie Gewerke des Spezialtiefbaus mit Blick auf die Nachhaltigkeit vergleichend bewertet werden können, könnte ein ganzes Tagungsprogramm füllen. Sie wird im Rahmen dieses RuhrGeo-Tags an einem konkreten Beispiel diskutiert und es wird aufgezeigt, welche Schwierigkeiten und Herausforderungen dabei noch bestehen.

Erfahrungen, Änderungen von gesellschaftlichen Rahmenbedingungen und technischer Fortschritt führen zur Weiterentwicklung der Normung. Das seit 2012 verbindlich anzuwendende Normengerüst des Eurocodes ist davon nicht ausgenommen und wird 2027 durch eine neue Generation ersetzt. Mit einer Vorschau, was sich im Aufbau und Inhalt unseres täglichen Handwerkzeugs ändert, schließt der diesjährige RuhrGeo-Tag und damit auch dieser Tagungsband. Gleichzeitig bildet dieser Beitrag die Einleitung zum RuhrGeo-Tag 2027 an der Bergischen Universität Wuppertal, welcher sich diesem Thema vertieft widmen wird.

Erst durch die Mitwirkung vieler wird eine Fachtagung zum Erfolg. An dieser Stelle sei zuerst den Vortragenden für die Ausarbeitung der Tagungsbeiträge und Präsentationen gedankt. Mit der Firmenausstellung ergibt sich ein besonderes Forum des fachlichen Austauschs. Dieses ist mit dem Engagement von Personen verbunden, denen wir hiermit danken. Gut ausgebildeter Nachwuchs ist, wie in anderen Bereichen, auch in der Geotechnik wichtig. Studentische Wettbewerbe, Preisverleihungen und die Förderung studentischer Teilnahmen tragen dazu bei, den Kontakt zwischen Lehre, Forschung und Praxis zu verbessern. Allen Teilnehmenden und Unterstützern dafür gebührt unser Dank. Den verschiedenen Abteilungen der Ruhr-Universität Bochum danken wir für das Bereitstellen der Rahmenbedingungen und vielfältige Hilfe. Der organisatorische Vorlauf, der Einsatz vor Ort und der geregelte Nachlauf ist an unserem Lehrstuhl neben dem normalen Tagesgeschäft abzuwickeln. Das dieses auch 2026 in einem zielgerichteten aber ruhigem Fahrwasser gelungen ist, dafür danke ich unseren Mitarbeiterinnen und Mitarbeitern, insbesondere Sarah Jordan und Natascha Kallerhoff, sehr herzlich. Ebenfalls herausheben möchte ich die gute und unkomplizierte Zusammenarbeit mit den Lehrstühlen der beteiligten Universitäten, der Bergischen Universität Wuppertal, der Universität Duisburg-Essen und der Technischen Universität Dortmund.

Torsten Wichtmann, Diethard König

Inhaltsverzeichnis

Neuerung der SOB-Pfähle zur Erreichung der Klimaziele	1
Innovationen bei der Planung und Ausführungsmöglichkeiten von Fertigpfahlssystemen	13
Temporär geplant – länger genutzt: Praxiserfahrungen zur Nutzungsdauer geotechnischer Bauteile	25
Auswirkungen eines kalklösenden Angriffs auf den Herauszieh Widerstand von Verpressankern	31
Bohrtechnische Herstellung von Gewebeschlauchpfeilern – eine praxiserprobte Möglichkeit zur Sicherung von einwirkungsrelevanten untertägigen Hohlräumen	47
Geokunststoffe als Schalungselemente – ausgewählte Anwendungen in Geotechnik und Wasserbau	65
On the formation of the filter cake during diaphragm wall construction and the applicable wall friction angle	81
Nachhaltigkeitsbewertung wassersperrender Verbauverfahren	103
Bestandsschonende Sanierung eines Bahndamms	125
Brückenwiderlager aus geokunststoff- bewehrter Erde (KBE): Erste Erfahrungen mit einer innovativen Bauweise in Deutschland	139
Erfahrung mit KBE als (temporäre) Baukonstruktion und Brückenwiderlager	147
Die zweite Generation der Eurocodes – Was ändert sich für die Geotechnik?	171

Neuerung der SOB-Pfähle zur Erreichung der Klimaziele

Marcel Grave, Implenia Civil Engineering GmbH, Essen

Stephan Gutjahr, Geoteam Ingenieurgesellschaft mbH, Dortmund

Zusammenfassung

Zur Errichtung eines neuen Bauwerkes sind stets die Anforderungen an eine sichere Gründung zwingend erforderlich. Bei nicht ausreichend tragfähigem Baugrund für das zu errichtende Bauwerk sind Pfahlgründungen aus Stahlbeton eine bewährte Methode, um hohe Lasten in tieferliegende tragfähige Schichten abzutragen. Die Herstellung von Beton bindet wichtige Ressourcen und stellt einer der größten CO₂-Treiber im Bausektor dar. Zur Einsparung von Ressourcen und klimafreundlichen Bauen tragen innovative Lösungsansätze zum Erreichen von nachhaltiger zukunftsorientierter Bauweise bei.

1. Einführung

Im Zuge der urbanen Entwicklung im innerstädtischen Bereich werden immer mehr Hochhäuser gebaut, sowie Infrastruktur unterirdisch errichtet. Für die Errichtung von Hochhäusern ist eine sichere Gründung unabdingbar, insbesondere bei nicht ausreichend tragfähigem, anstehenden Baugrund und/oder hohen, abzutragenden Lasten. In der Planung werden, bedingt durch die oft inhomogene Streuung des Baugrundes, oft Mantelreibungs- und Spitzendruckwerte im unteren Tragfähigkeitsbereich für ein erhöhtes Sicherheitsniveau angegeben. Mit der hier vorgestellten innovativen Neuerung der SOB-Pfähle soll die Ausführbarkeit und das Last-Verformungserhalten an mantelverpressten Schneckenortbetonpfähle (SOB-Pfähle) untersucht werden und zur Optimierung der Gründung in vergleichbare Böden beitragen. Hierzu wurde bei einem Bauvorhaben in Köln, seitens Implenia Civil Engineering auf Eigeninitiative, ein Probefeld für eine Pfahlprobebelastung an zwei Probepfählen angelegt.

Ziele der Probebelastungen sind grundsätzlich die Machbarkeit des innovativen Ansatzes, eine Mantelverpressung an SOB-Pfähle auszuführen und belastbare Referenzen zu erhalten, sowie über die Pfahlprobebelastung die Entwicklung der axialen und lateralen Tragfähigkeit und der dabei mobilisierten Teilwiderstände, Mantelreibung und Spitzendruck für das eingesetzte Pfahlsystem, bestehend aus SOB-Pfahl mit Mantelverpressung unter den speziellen Baugrundbedingungen, zu ermitteln und damit eine vergleichsweise abgesicherte Basis für die weitere Dimensionierung der Tiefgründung zu schaffen.

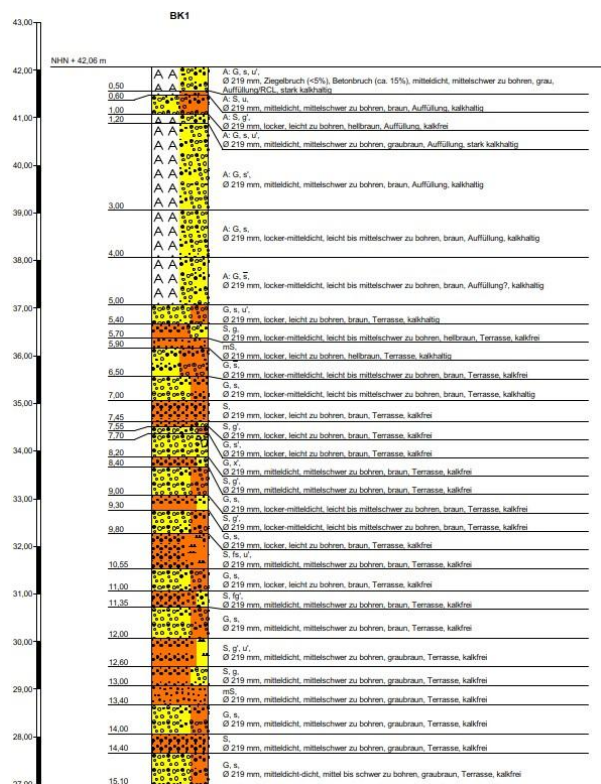


Abbildung 2: Erkundungsbohrung BK 1.

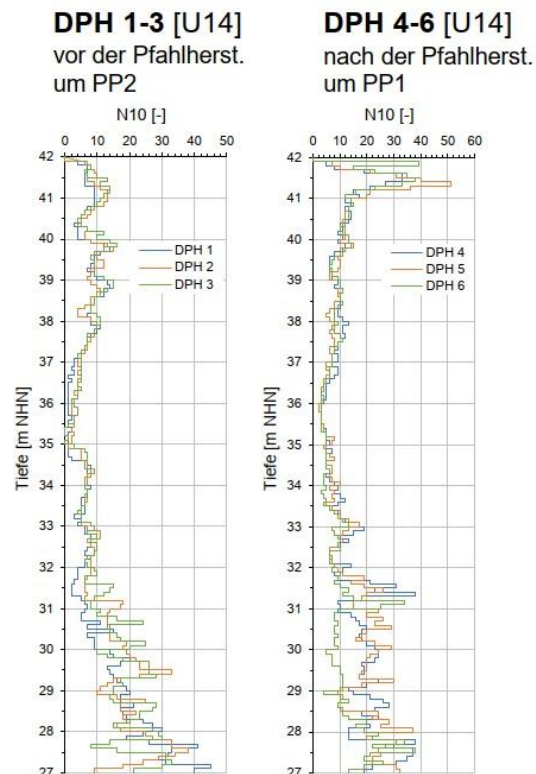


Abbildung 3: Rammsondierungen DPH 1-6.

3. Versuchsaufbau der Pfahlprobekbelastung

Grundlage für die Konzeptionierung des Probefeldes ist eine frühere Pfahlprobekbelastung und bereits mehrfach erfolgreich zur Ausführung gebrachten mantel- und fußverpresster verrohrt hergestellter Bohrpfähle im Kelly-Bohrverfahren. Eine Zielsetzung des aktuellen Probefeldes ist es auch den Mantelwiderstand annähernd den gleichen Randbedingungen/-kriterien zu bestätigen.

Insgesamt wurden an zwei statische Pfahlprobekbelastungen durchgeführt, so dass die Messwerte verifiziert und der Streuungsfaktor reduziert werden kann.

Auf Grund der örtlichen Platzverhältnisse wurde entschieden die Probe- und Reaktionspfähle in Reihe auszuführen (Abb. 1). Mit dieser Anordnung wurde der Reaktionspfahl RP 2 zweimal für die Probekbelastungen verwendet. Die drei Reaktionspfähle wurden alle ohne Mantelverpressung mit einer Länge von 12,00 m und einem Nennbohrdurchmesser $D_s = 90$ cm hergestellt. Die beiden Probepfähle mit einem Nennbohrdurchmesser von 90 cm weisen eine Gesamtlänge von 12,00 m auf, wobei die oberen 7,00 m des

Pfahlschaftsbereiches mit einer gefetteten Stahlhülse zur Reduzierung des Mantelreibungswiderstandes ausgebildet wurde und die unteren verbleibenden 5,00 m mit Mantelverpressung versehen wurde. Mit dieser Ausbildung des Prüfpfahles ist die Prüflast auf 5 MN festgelegt worden.

Die Probepfähle wurde um ca. 80 cm über GOK hinaus mittels der Hülse im oberen Pfahlschaftsbereich verlängert. Für die Lasteinleitung in die Reaktionspfähle wurden je zwei GEWI-Stangen mit einem Durchmesser von 63,5 mm und einer Gesamtlänge von 11,00 m bestückt, hiervon waren 6,50 m in den Pfahl eingebunden und die restlichen 4,50 m für die Einbindung in die Traverse verwendet (Abb. 4).

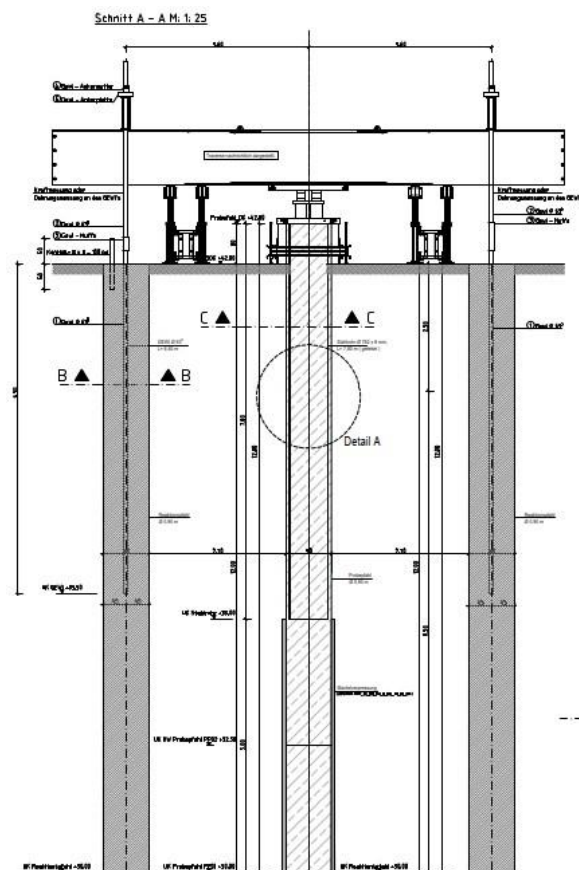


Abbildung 4: Ausführungsplanung der Probelastung.

4. Messtechnik

Die Instrumentierung der Probepfähle erfolgte in Anlehnung an die EA-Pfähle „hohe Anforderungen“, wobei verfahrensbedingt, bei nachträglichem Einbau der Bewehrung in

den Frischbeton, der Pfahlspitzendruck nicht separat über Druckmesskissen erfasst werden konnte. An den Reaktionspfählen wurde die Pfahlkopfverschiebung gemessen.

Die eingeleiteten Kräfte am Pfahlkopf wurden über drei kalibrierte Lastzellen mit einem Messbereich von bis zu 10 MN erfasst. Zusätzlich wurde der Öldruck des Hydrauliksystems mit einem Absolutdruckaufnehmer überwacht. Zum Erfassen der vertikalen Pfahlkopfverschiebung wurden symmetrisch über den Umfang der Probepfähle Seilwegsensoren angeordnet und die Pfahlkopfbewegungen, quer zur Pfahlachse über zwei senkrecht zueinander angeordneter, induktive Wegaufnehmer gemessen. Für die Erfassung der Pfahldehnung respektive der Pfahlstauchung wurden über die Pfahllänge in den Messquerschnitten je drei Stück (im Kopfbereich vier Stück) Schwingsaitenaufnehmer über den Messquerschnitt radial angeordnet. Insgesamt wurde über die Pfahllänge fünf Messquerschnitte verteilt (Abb. 5).

Zusätzlich erfolgten an den Probepfählen Low-Strain-Integritätsprüfungen.

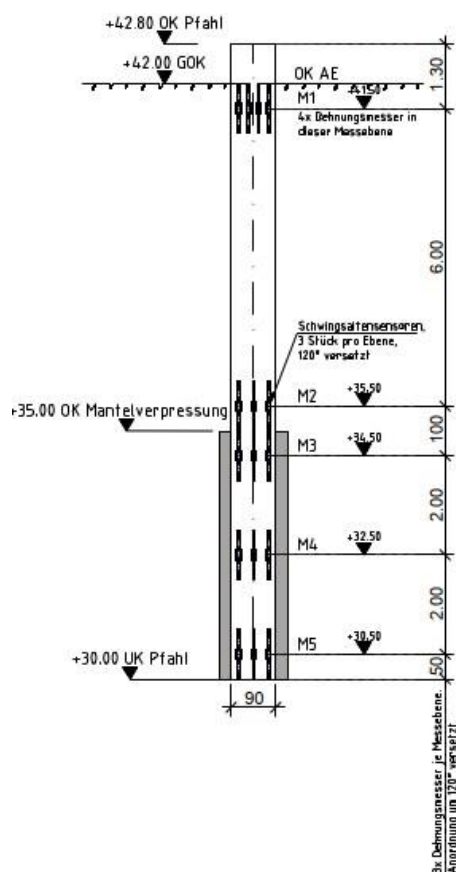


Abbildung 5: Schematische Darstellung der Messquerschnitte.

5. Pfahlherstellung

Alle Pfähle wurden als Schneckenortbetonpfahl hergestellt. Für die Ausführung der SOB-Pfähle kam ein Großbohrgerät BG 30H zum Einsatz. Nach Erreichen der Solltiefe wurde der Beton durch das Seelenrohr der Bohrschnecke in das Bohrtiefste eingepumpt und kontinuierlich mit dem einstellenden Betonüberdruck die Bohrschnecke zurückgezogen und vollständig verfüllt. Im Anschluss wurde die Bewehrung in den Frischbeton eingebracht.

Zuerst erfolgte die Herstellung der Reaktionspfähle ohne Mantelverpressung, wobei zusätzlich zu dem Bewehrungskorb auch die GEWI-Stangen im Frischbeton eingestellt und via Schablone in Lage und Höhe gesichert wurden.

Nach Herstellung der Reaktionspfähle wurden die Probepfähle ausgeführt. Hierbei wurde mit dem Probepfahl PP 2 begonnen und sofort in den Frischbeton zunächst die Hülse zur Reduktion der Mantelwiderstandes eingebracht, sowie unmittelbar im Anschluss der Bewehrungskorb mit dem im Vorfeld fix montierten Schwingsaitenaufnehmern und Mantelverpressschläuchen (Abb. 6). Hierbei konnte der Bewehrungskorb nicht auf die geplante Tiefe eingebracht werden, so dass der Bewehrungskorb an der GOK um ca. 2,50 m eingekürzt, sowie die vormontierten Schwingsaitenaufnehmer und Verpressventile in Ihrer Lage um ca. 2,50 m nach oben verschoben wurde. Die im oberen Bereich befindlichen Betondehnungsgeber des Messquerschnittes MQ 1 wurden anschließend neu positioniert.

Auf Grund der Einbauschwierigkeiten bei der Herstellung von Probepfahl PP 2 wurde bei dem Probepfahl PP 1 zunächst nach der Betonage der Bewehrungskorb mit den vormontierten Elementen in den Frischbeton auf die Solltiefe eingebracht und im Nachgang die Hülse über den Bewehrungskorb geführt (Abb. 7).

An beiden Probepfählen wurden nach einem definierten Zeitraum die vormontierten Mantelverpressschläuche mittels Wasser aufgesprengt, sowie im Anschluss, in Anlehnung an die Kriterien der früheren Pfahlprobebelastung an mantel- und fußverpresster verrohrt hergestellten Bohrpfählen, mit Zementsuspension die Mantelverpressung ausgeführt.



Abbildung 6: Bewehrungskörbe mit Dehnungsgeber und Mantelinjektionsschläuchen.



Abbildung 7: Einbau des Bewehrungskorbes.

6. Versuchsdurchführung

Für alle Probepfähle wurde das Lastregime in zwei Lastzyklen, mit einer Zwischenentlastung entsprechend der EA-Pfähle, aufgebracht. Die maximale Last des ersten Lastzyklus entspricht dem charakteristischen Wert der Pfahlbeanspruchung (Gebrauchslast) und die der acht Laststufen des zweiten Lastzyklus der geplanten Prüflast. Die Vorlast entspricht 10 % des charakteristischen Wertes der Beanspruchung. Zur Gewährleistung einer statischen Lastaufbringung erfolgte eine Laststeigerung zwischen den Laststufen des ersten Lastzyklus erst, wenn die Verschiebungsgeschwindigkeit auf einen Wert $\leq 0,1 \text{ mm}/20 \text{ min}$ und für alle weiteren Laststufen auf einen Wert von $\leq 0,1 \text{ mm}/5 \text{ min}$ abgeklungen war bzw., wenn sich auf den Messwerten ein Kriechmaß zuverlässig ermitteln ließ. Die Laststeigerung erfolgte unter Vermeidung von Stößen und Erschütterungen langsam mit einer Dauer von ca. 3-5 min. und gem. EA-Pfähle wurden die jeweiligen max. Lastwerte der Lastzyklen über min. 60 min konstant gehalten.

Für die axiale statische Pfahlprobelastung gelten als Abbruchkriterien das Erreichen der Prüfkraft, ein ermitteltes Kriechmaß von $> 2,0 \text{ mm}$ oder das Erreichen der Grenzsetzung $0,1xD = 90 \text{ mm}$.

Für Pfahl PP 2 konnte das geplante Lastregime in zwei Lastzyklen bis zur geplanten Prüfkraft von 5,0 MN durchgeführt werden. In Abstimmung mit dem zuständigen Baugrundgutachter wurde die Prüfkraft für PP 1, infolge des während der Probelastung von PP 2 beobachteten Tragverhaltens, auf 6,5 MN erhöht, welches der maximalen Tragkraft der GEWI-Stangen an den Reaktionspfählen entsprach. Die Belastung wurde über die ursprünglich geplante Prüfkraft von 5,0 MN hinaus sukzessive in Lastschritten von 300 kN gesteigert. Die Beobachtungszeit wurde für eine zuverlässige Kriechmaßermittlung auf 15-20 min verlängert (Abb. 8 und 9).

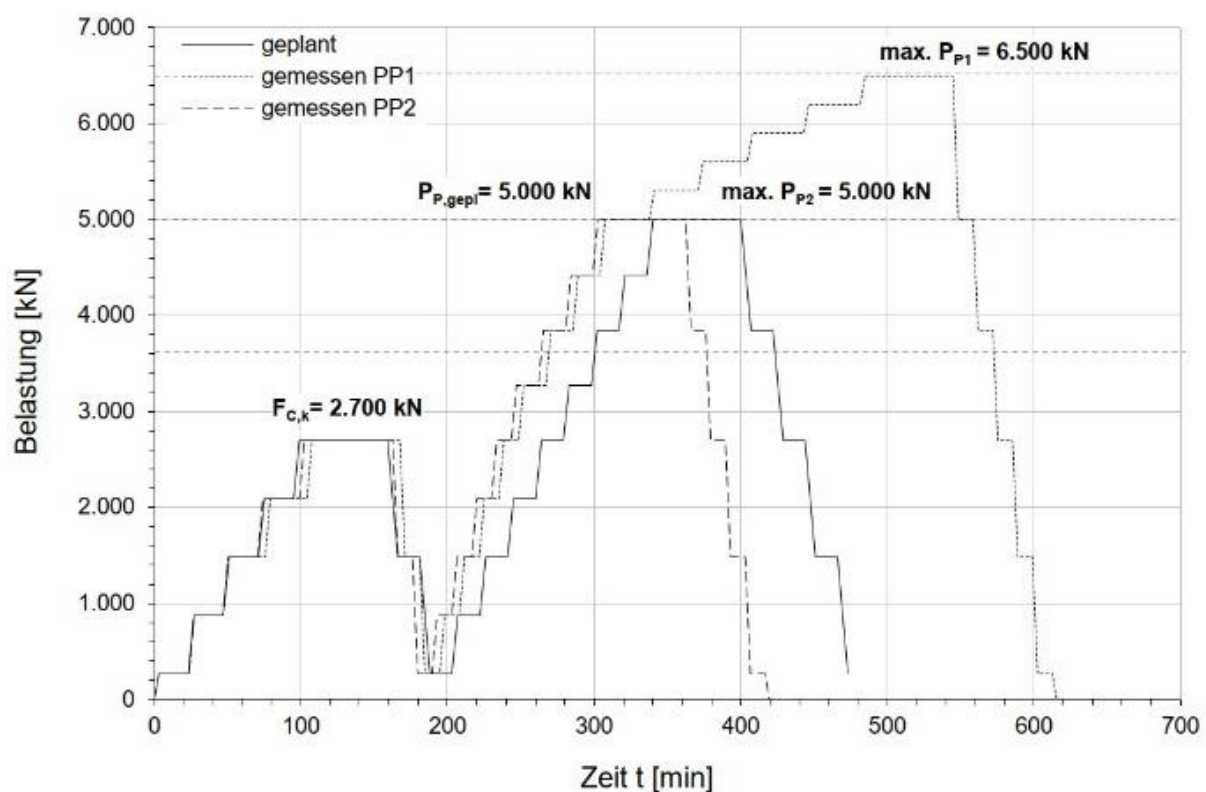


Abbildung 8: Lastregime der Probepfähle PP 1 und PP 2.

7. Versuchsauswertung

Alle statischen Pfahlprobelastungen konnten erfolgreich bis zu geplanten Prüfkraft durchgeführt werden. Bei keinem der geprüften Pfähle wurden die definierten Abbruchkriterien von Kriechmaß oder Grenzsetzung erreicht.

Zuerst erfolgt die Probelastung an dem Pfahl PP 2 mit einer Prüfkraft bis max. 5.000 kN. Die aufgezeichnete Widerstands-Setzungs-Linie ist über das gesamte Belastungsintervall durch überproportionale Zunahme der Setzungen und einen hyperbolischen

Verlauf geprägt. Bei dem charakteristischen Beanspruchungswert von 2.700 kN wurden Setzungen von 4,11 mm gemessen und ein Kriechmaß von 0,133 mm ermittelt. Dies entspricht einer bezogenen Pfahlkopfverschiebung von $4/900 = 0,004 \cdot DS$. Bei Versuchsende der geplanten Prüfkraft von 5.000 kN ergab sich eine gemessene Setzung von 10,6 mm und ein Kriechmaß von 0,555 mm (Abb. 9). Die bezogene Pfahlkopfverschiebung beträgt $11/900 = 0,01 \cdot DS$.

Mit den aus der Längsdehnungen rückgerechneten Normalkraft wurden segmentweise die ermittelten mobilisierten Mantelreibungsverläufe, zwischen den einzelnen Messquerschnitten, ermittelt. Die wechselnden Steigungen der Längskraftverläufe im Übergangsbereich Hülse-Pfahl sind wahrscheinlich auf veränderliche Steifigkeitsverhältnisse zurückzuführen. Die Entwicklung der mobilisierten Mantelreibungen in den analysierten Messquerschnitten sind qualitativ vergleichbar. Bei steigender Belastung nehmen die Änderungen der aus den Dehnungen ermittelten Mantelreibungswerte ab.

Der in Messquerschnitt 5 ermittelte Pfahlspitzendruck zeigt mit der Setzung eine unterproportionale Zunahme. Allerdings liegt dieser Messquerschnitt ca. 3,00 m, begründet durch die beschriebene Herstellung, über dem Pfahlfuß und dient lediglich zur Orientierung.

Bei der maximalen Prüfkraft von 5 MN für den Probepfahl PP 2 setzt sich der Gesamtwiderstand zu 70 % aus dem Mantelwiderstand und zu 30 % aus dem Spitzendruck zusammen.

Im Anschluss an die Probelastung PP 2 erfolgte die Probelastung am Prüfpfahl PP 1. Bedingt durch die Erfahrungswerte aus dem Pfahl PP 2 wurde die Prüfkraft auf 6.500 kN erhöht. Auch beim PP 1 zeigt die aufgezeichnete Widerstands-Setzungs-Linie, über das gesamte Belastungsintervall, eine überproportionale Zunahme der Setzungen und einen hyperbolischen Verlauf. Bei einem charakteristischen Wert der Beanspruchung von 2.700 kN wurden Setzungen von 3,52 mm ($\approx 0,004 \cdot DS$) gemessen und ein Kriechmaß von 0,100 mm ermittelt. Mit Erreichen der ursprünglich geplanten Prüfkraft von 5.000 kN konnte eine Setzung von 10,33 mm ($\approx 0,01 \cdot DS$), sowie ein Kriechmaß von 0,631 mm, ermittelt werden. Mit Versuchsende der erweiterten geplanten Prüfkraft von 6.500 kN ergab sich eine gemessene Setzung von 16,28 mm ($\approx 0,02 \cdot DS$) und ein Kriechmaß von 0,764 mm (Abb. 10).

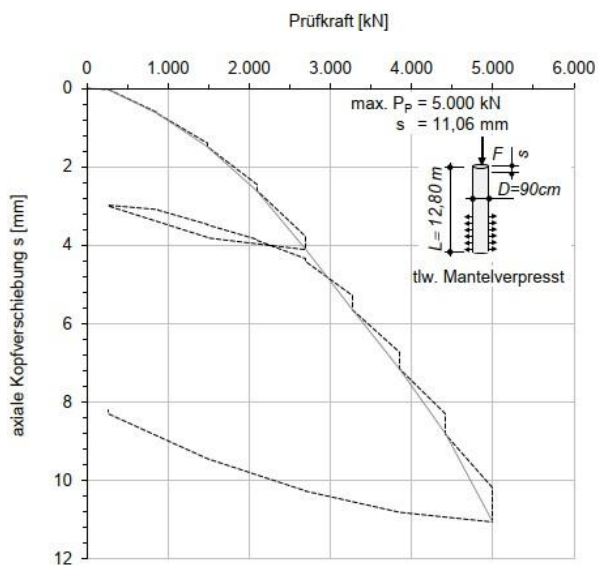


Abbildung 9: Widerstands-Setzungs-Linie PP 2.

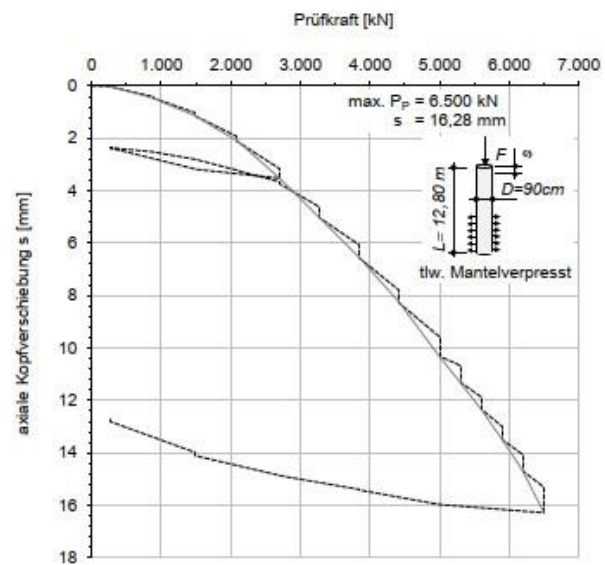


Abbildung 10: Widerstands-Setzungs-Linie PP 1.

Als erste Erkenntnisse aus den beiden Probelastungen können festgehalten werden, dass die Probepfähle deutlich geringere bezogene Pfahlkopfsetzungen aufweisen als klassische verrohrt hergestellte Bohrpfähle. Auch die Traglasten wurden weit höher als erwartet gemessen. Weiter kann festgestellt werden, dass eine Vergütung durch Mantelverpressung auch bei nachträglichem Einbau der Bewehrung möglich ist.

Analog zu der Probelastungen PP 2, sind die aus der Längsdehnungen der Schwingsaitenaufnehmer segmentweise die mobilisierten Mantelreibungsverläufe zwischen den einzelnen Messquerschnitten ermittelt worden. Die Anordnung der Messquerschnitte ist in Abb. 5 dargestellt. Im Messquerschnitt M3 sind im Pfahl PP01 nicht plausible Unstetigkeiten in den aufgenommenen Dehnungen festgestellt worden. Daher sind diese Messwerte unberücksichtigt geblieben. Der Mantelwiderstand ist beim Pfahl PP01 in den Segmenten M1-M2 (Bereich Hülse), M2-M3 (Übergangsbereich) und M3-M5 (Verpressbereich) unterteilt worden (Abb. 11).

Der in Messquerschnitt 5 ermittelte Pfahlspitzendruck zeigt mit der Setzung eine hyperbolische Zunahme und gibt die Lastumlagerungen zwischen den Mantelreibungssegment wieder. Mit Erreichen der erweiterten geplanten Prüfkraft von 6.500 kN lässt sich über die Dehnungsmessungen ein Spitzendruck von 1.995 kN/m^2 ableiten.

Bei der maximalen Belastung von 6,5 MN für den Probepfahl PP 1, setzt sich der Gesamtwiderstand der Messungen aus den ermittelten Einzelwiderständen, zu 80,5 % aus dem Mantelwiderstand und zu 19,5 % aus dem Spitzendruck zusammen.

In Abb. 12 sind die Widerstands-Setzungs-Linien der beiden Probepfähle PP 1 und PP 2 zusammengefasst. In Abhängigkeit der mobilisierten Widerstände aus Mantelreibung und Spitzendruck variieren die Verläufe der Pfähle, sind allerdings miteinander qualitativ vergleichbar. Für den charakteristischen Beanspruchungswert von 2.700 kN lässt sich ein Setzungsunterschied von 0,58 mm und bei der ursprünglich geplanten Prüflast mit 5.000 kN von 0,73 mm entnehmen. Dies ist insoweit plausibel da die mantelverpresste Pfahllänge beim Probepfahl PP 1 mit 5 m doppelt so lang wie beim Probepfahl PP 2 mit 2,5 m.

Nach der Prüfung ist für den Pfahl PP01 erfolgte eine „klassische“ Nachrechnung der Tragfähigkeit. Dabei wurde bislang nur der Mantelwiderstand angepasst. Die gemessene Mobilisierung des Pfahls ist wesentlich steifer als prognostiziert (etwa 8 bis 10-fach steifer!).

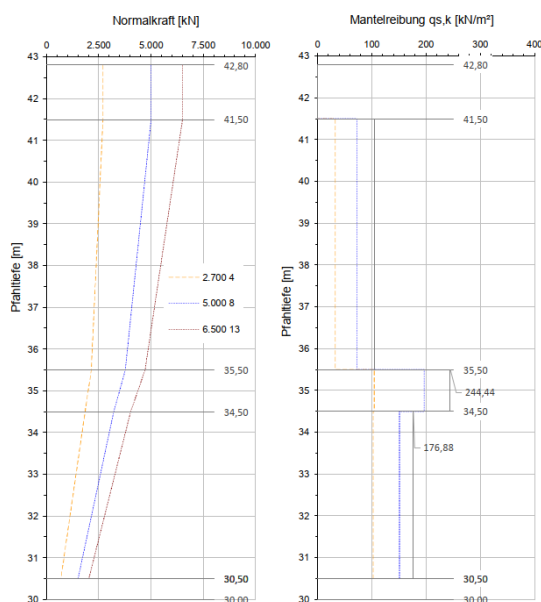


Abbildung 11: Normalkraftverlauf und mobilisierte Mantelreibung PP 1.

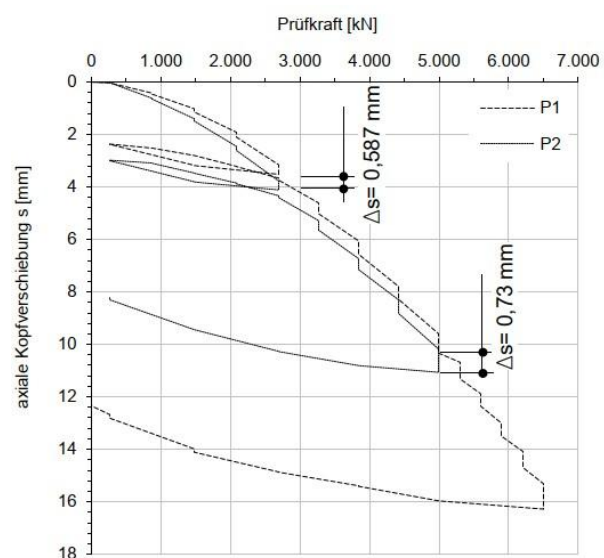


Abbildung 12: Zusammenfassung der Widerstands-Setzungs-Linie PP 1 und PP 2.

8. Fazit

Für die gesetzten Nachhaltigkeitsziele sind alle am Bau Beteiligten dazu angehalten den CO₂-Ausstoß bestmöglich zu reduzieren. Hierfür ist es unabdingbar, für die Entwicklung der zukünftigen Baubranche, nach innovativen Lösungsansätzen zu suchen, sowie auf

dem Markt zu etablieren. Mit der Durchführung des ausgeführten Probefeldes konnte grundsätzlich die Machbarkeit des innovativen Ansatzes zur Neuerung der SOB-Pfähle, durch die mantelverpressten Schneckenortbetonpfähle, bestätigt werden. Die Verfahrensweise und die gewonnenen Erkenntnisse zum Last-Verformungsverhalten sollen dazu beitragen, die erhobenen Mantelreibungsbeiwerte in vergleichbaren Böden zum Einsatz zu bringen und somit ein ressourcenschonendes und klimafreundliches Bauen, auch in der Gründung von Bauwerken oder anderweitigen Einsatzgebieten voranzutreiben. Zusätzlich ergeben sich mit der innovativen Pfahlweiterentwicklung auch monetäre Vorteile. Mit der Ausübung der Pfahlprobebelastung an mantelverpressten SOB-Pfählen liegt nun der Firma Implen Civil Engineering erstmalig eine belastbare Referenz vor.

Literatur

EA-Pfähle (2012), 'Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle', 2. Auflage, *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)*, Ernst & Sohn Verlag

Innovationen bei der Planung und Ausführungsmöglichkeiten von Fertigpfahlsystemen

Thomas Garbers, Aarsleff Spezialtiefbau GmbH, Hamburg

Dirk Windeln, Aarsleff Spezialtiefbau GmbH, Oberhausen

Zusammenfassung

Um Gebäude standsicher zu gründen, braucht es in vielen Bereichen Pfahlgründungen. Nachhaltigkeit und Wirtschaftlichkeit sind durch die Diskussionen über Klimawandel und nachhaltigem Bauen in den Fokus gerückt. Die AARSLEFF Gruppe sucht deshalb nach Wegen, um nachhaltiger zu produzieren, aber auch die Ausführung wirtschaftlicher zu machen. Im Beitrag werden verschiedene Ansätze und Neuentwicklungen der AARSLEFF Gruppe vorgestellt, um bei Pfahlgründungen CO₂ bei der Herstellung und Ausführungszeiten zu reduzieren sowie die CO₂-Immissionen über den Lebenszyklus des Gebäudes auszugleichen.

1. Optimierung der Planung

1.1 Planen und ausführen im Baugrundmodell

Planung und Ausführung in einem Baugrundmodell (Abb. 1) sind seit Jahren in der Diskussion, um bauliche Baukosten und Ausführungszeiten zu reduzieren. Die Planung als auch das Modell können allerdings nicht besser sein als die Grundlagen. Grundlage einer wirtschaftlichen Planung der Gründung und der zielsicheren, späteren Ausführung sind die möglichst guten Kenntnisse über den anstehenden Baugrund, die erforderliche Energie beim Einbringen der Pfähle sowie die möglichen Widerstände/Tragfähigkeiten der Pfähle.

1.1.1 Baugrunderkundung

Die DIN EN 1997-2 gibt Abstände und Tiefen für die Erkundung des anstehenden Baugrundes vor. Diese werden aber vielfach aufgrund der Kosten nicht eingehalten. Dies führt in der Angebots- oder Ausführungsphase zu erforderlichen Nacherkundungen, was in der Ausführung zu Bauzeitverzögerungen und Mehrkosten führt.

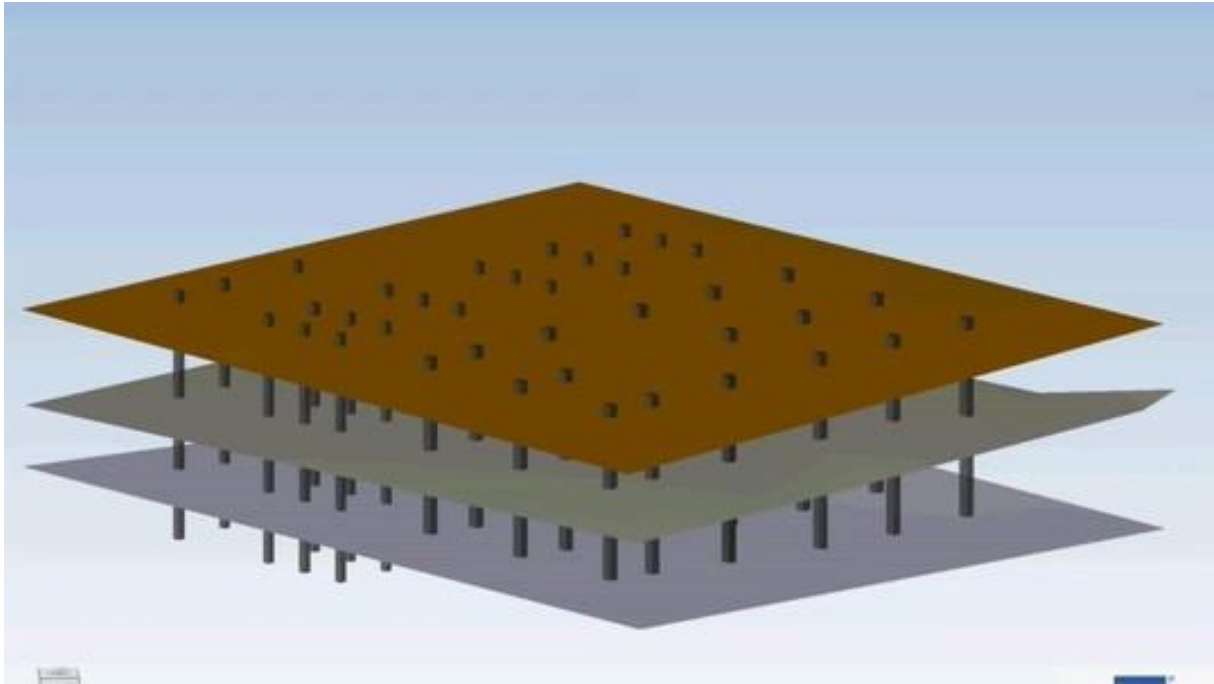


Abbildung 1: Baugrundmodell mit Pfählen.

1.1.2 Rammanalysen

Um die Einbringung der Pfähle in den anstehenden Baugrund zu überprüfen und das richtige Equipment für die Arbeiten auszuwählen, bieten Rammanalysen eine gute Möglichkeit. Auch hierfür werden gute Kenntnisse über den anstehenden Baugrund benötigt.

1.1.3 Pfahlprobelastungen

Die EA-Pfähle stellt im Abschnitt 5.4 Erfahrungswerte für die Ermittlung von Pfahlwiderständen zur Verfügung. Da es sich um Widerstandsbeiwerte für übliche Baugrundverhältnisse handelt, liegen die Werte auf der sicheren Seite und müssen zudem mit einem Teilsicherheitsbeiwert von $Y = 1,4$ auf Bemessungswerte abgemindert werden. Der wirtschaftlichere Weg für Pfahlgründungen führt über die Ausführung von statischen und dynamischen Probelastungen nach DIN EN ISO 22477-1 und DIN EN ISO 22477-4. Mit den Ergebnissen der Belastungen können, die im anstehenden Baugrund möglichen Widerständen verwendet werden und zudem nach DIN EN 1997-1 der Teilsicherheitsbeiwert auf $Y = 1,1$ reduziert werden. Durch die Kalibrierung der Ergebnisse der dynamischen Belastungen mit den Werten der statischen Belastungen kann zusätzlich Sicherheit für die Ausführung gewonnen werden. Es ermöglicht die Überprüfung von Bauwerkspfählen mit abweichenden Einbringenergien und den Nachweis der ausreichenden Tragfähigkeit. Somit können Umplanungen und Ersatzmaßnahmen reduziert werden.

1.1.4 Validierung des Baugrundmodells

Die heutigen Geräte für Pfahlgründungen messen eine Vielzahl von Einbringparametern, um dem Geräteführer eine zielgerichtete Einbringung der Fertigpfähle zu ermöglichen. Diese Daten lassen aber auch Schlussfolgerungen auf den anstehenden Baugrund zu. Unter Berücksichtigung der ausgeführten Baugrundaufschlüsse kann das Baugrundmodell validiert und Inhomogenitäten frühzeitig erkannt und in der begleitenden Planung berücksichtigt werden.

2. Entwicklung bei Fertigbetonpfählen

2.1 Hohle Rammpfähle

Bei der Herstellung der Fertigbetonrammpfähle entstehen durch die Baustoffe sehr hohe CO₂-Immissionen. Um diese zu reduzieren, wird zukünftig ein CEM II-Zement verwendet. Eine weitere Möglichkeit ist die Ausführung von Hohlquerschnitten (Abb. 2). Hiermit



Abbildung 2: Rammpfahl 40/40 cm als Hohlquerschnitt.

können das Betonvolumen und das Pfahlgewicht um ca. 20% reduziert werden. Somit können auch bei den erforderlichen Transporten zur Baustelle entsprechend mehr Pfähle je LKW transportiert werden. Zudem bietet der hohle Querschnitt die Möglichkeit, zukünftig auch Unterpfähle geothermisch zu nutzen. Da die Geothermieleitungen dann nach dem Einbringen der Pfähle eingebaut werden, können Beschädigungen festgestellt und behoben werden.

2.2 Fertigbetonschraubpfähle CPSP

In Bereichen mit vorhandener Bebauung sind Fertigbetonrammpfähle nicht immer ausführbar. Deshalb wird seit 2022 eine erschütterungsfreies Pfahlsystem durch die Centrum Pael a/s hergestellt, der Centrum Prefabricated Screw Pile (CPSP). Der Pfahl (Abb. 3) wird nach DIN EN 12794 hergestellt und nach DIN EN 12699 ausgeführt.



Abbildung 3: Fertigbetonschraubpfahl CPSP.

Zurzeit wird der Pfahl in folgenden Abmessungen hergestellt:

- Standardlänge $L = 8\text{ m}$
- Außendurchmesser $d_a = 49\text{ cm}$
- Innendurchmesser $d_i = 21\text{ cm}$
- Betoneinsparung gegenüber Vollquerschnitt 26%

Die Pfähle werden mit einer modifizierten Kellystange, die in die Seele des Pfahles eingeführt wird, in den Boden eingeschraubt (Abb. 4). Die einzelnen Pfahlsegmente können, wie bei den Rammpfählen, mit einer patentierten Kupplung (Abb. 5) beliebig verlängert. Somit können die geotechnisch erforderlichen Pfahllängen erreicht werden.

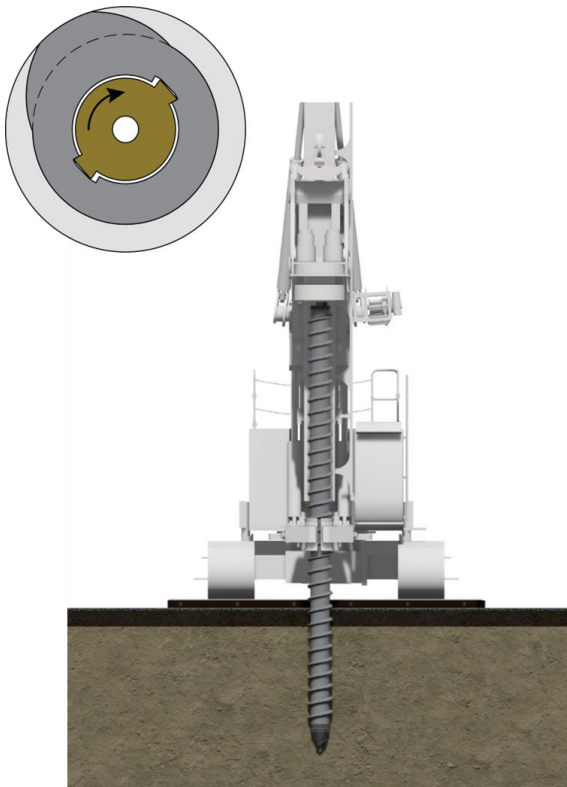


Abbildung 4: Modifizierte Kellystange.



Abbildung 5: Patentierte Pfahlkupplung.

Die Pfähle können auch ohne die umlaufende Wendel ausgeführt werden. Damit kann die Mantelreibung im Bereich von überlagernden Weichschichten bei der Ausführung, aber auch beim Ansatz von negativer Mantelreibung, reduziert werden. Um hohe Zuglasten auch mit der Standardbewehrung abtragen zu können, kann eine spezielle Fußspitze verwendet werden (Abb. 6). In diese wird ein GEWI-Stab eingeschraubt, um die Zuglasten über die Spitze als Drucklast in den Schaftbereich einzuleiten. Somit können auch für Zugpfähle Standard Pfahlelemente verwendet werden. Wie auch beim hohlen Rammpfahl, kann nach Abschluss der Pfahleinbringung der Hohlraum zum Einbau von Geothermieleitungen auf der ganzen Pfahllänge genutzt werden.



Abbildung 6: Fußspitze mit GEWI-Stab für hohe Zuglasten.

2.3 Mastfundamentpfähle MFP

Seit vielen Jahren wird der Mastfundamentpfahl für die Gründung von Oberleitungsmaste für Eisenbahnstrecken in Skandinavien (Abb. 7) eingesetzt. Nun soll dieser Pfahltyp auch für die DB in Deutschland zu Ausführung kommen. Aufgrund der Abstandsmontage des Oberleitungsmastes und der Verwendung von Bolzen mit Gewinde (Abb. 8), waren Versuche an der MPA Stuttgart, der BAM und die Erstellung einer Typenstatik erforderlich. Diese Arbeiten sind abgeschlossen, sodass jetzt der die Anträge zur Erteilung einer aBG beim DIBt als auch einer Betriebserprobung bei der DB InfraGo gestellt werden können. Besonderer Vorteil diese Pfahlsystems ist die Möglichkeit den Oberleitungsmast theoretisch sofort nach dem Einbringen des Pfahles montieren zu können. Dieses ermöglicht eine deutliche Steigerung der Leistung und somit auch eine deutliche Verkürzung der Bauzeiten. Um das Einbringen der Pfähle zu erleichtern und um Gewicht zu sparen, werden die Pfähle konisch ausgeführt. Die Pfähle werden mit den Standardlängen von 3-6 m ausgeführt. Sollte es aufgrund der Baugrundverhältnisse



Abbildung 7: Einrammen eines Mastfundamentpfahles MFP.



Abbildung 8: Abstandsmontage eines Oberleitungsmastes.

erforderlich sein, größere Längen auszuführen, können die Pfähle über die bekannten Rammfahlkupplungen mit Standardrammpfählen beliebig verlängert werden. In Deutschland und den Niederlanden wurde diese Pfähle auch schon für die Gründung von Stahlkonstruktionen für PV-Anlagen verwendet. Hier wurden große Parkplatzfläche mit PV-Modulen überdacht (Abb. 9). So können diese Fläche zur Stromerzeugung genutzt werden, ohne Parkflächen zu reduzieren und zudem wird dem Parkplatznutzer Schutz gegen die Sonneneinstrahlung bzw. Niederschläge gegeben.



Abbildung 9: Ausführung für Freizeitpark Mojo (NL).

3. Opelgelände, Bochum

3.1 Grundlagen

Das Gelände des ehemaligen Opelwerks in Bochum wurde in den letzten Jahren durch die Bochum Perspektive 2022 aufwendig saniert. Für die Oberflächenabdichtung wurde bereichsweise in ca. 2 m Tiefe eine Dichtfolie mit Bentoniteinlage (Abb. 10) verlegt, um das versickernde Tagwasser aufzufangen und abzuführen. Auf dem Gelände werden seit der Sanierung neue Gebäude errichtet, die aufgrund der Größe und den auftretenden Lasten,

nicht alle mit einer herkömmliche Flachgründung auf dem bauseits geschaffenen Gründungspolster ausgeführt werden können. Aus diesem Grund benötigen diese Gebäude eine Sondergründung in Form einer Pfahlgründung oder tieferreichender Baugrundverbesserung. Bei allen Sondergründungen muss die Folie durchstoßen werden. Kleinere Risse werden aufgrund des „Selbstheilungsprozesses“ der Folie selbstständig wieder verschlossen. Die Wahl der Sondergründung muss dennoch in enger Abstimmung mit der unteren Bodenschutzverordnung erfolgen.

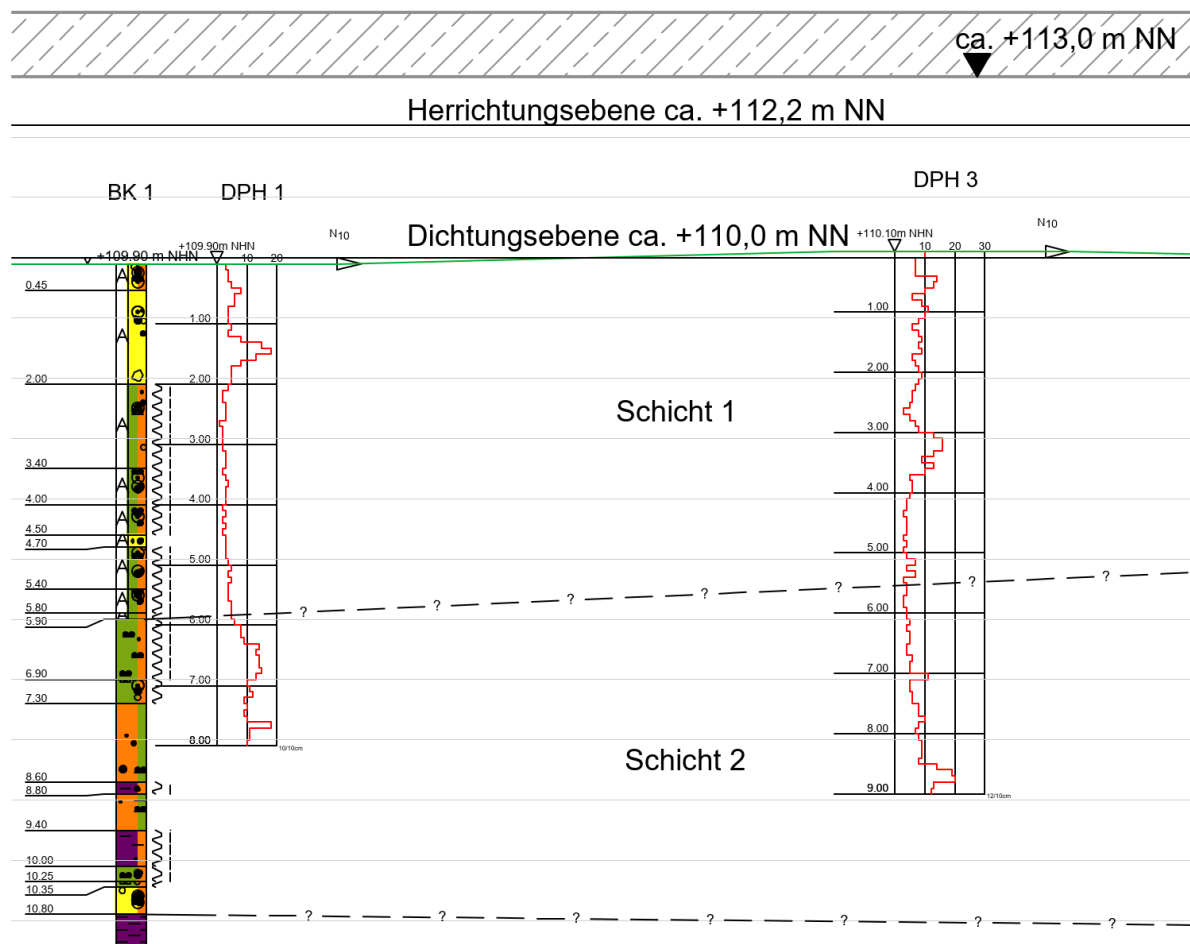


Abbildung 10: Baugrundschnitt mit Dichtungsfolie (Gutachten Dr. Spang, 2021).

3.2 Ausführung

In Abstimmung mit der örtlichen unteren Bodenschutzbehörde wurde eine Pfahlgründung mit schlanken Stahlbetonfertigpfählen und einer 60° „Spitze“, um ein Perforieren der Folie auf ein Minimum zu beschränken und ein unkontrolliertes Aufreißen der Folie zu verhindern vorgeschlagen (Abb. 11). Zusätzlich wurden die Hebeösen der Pfähle vor dem Einbau abgetrennt.



Abbildung 11: Fertigrammpfähle mit anbetonierter 60°-Spitze.

Dieses Gründungskonzept wurde seit 2020 erfolgreich beim Bau von zwei Projekten (Tab. 1) auf dem ehemaligen Opelgelände umgesetzt. Ein drittes Projekt ist aktuell in der Ausführung.

Tabelle 3: Ausgeführte und aktuelle Projekte auf dem ehemaligen Opelgelände

Projekt	Pfahlanzahl	Pfahllängen
2020, Bürogebäude	351 Fertigpfähle 35/35 cm	16 - 20 m
	109 Fertigrammpfähle 40/40 cm	
2021, InnoCampus	71 Fertigpfähle 35/35 cm	20 m
	48 Fertigrammpfähle 40/40 cm	
2026, OCS	283 Fertigpfähle 35/35 cm	15 - 20 m
	141 Fertigrammpfähle 40/40 cm	

4. Zusammenfassung und Ausblick

Wie im Beitrag gezeigt bieten Fertigpfahlssysteme viele Möglichkeiten die gestiegenen Anforderungen an heutige Pfahlgründungen zu erfüllen. Zudem bieten die Neuentwicklungen Möglichkeiten, um Projekte zukünftig noch wirtschaftlicher und nachhaltiger bauen zu können.

4.1 Optimierung der Planung

Bei der Optimierung der Planung von Gründungsmaßnahmen stehen der Bauherr bzw. seine Fachplaner im Vordergrund. Die wirtschaftliche und damit nachhaltige Planung beginnt mit der ausreichenden Erkundung des anstehenden Baugrunds und der Pfahlwiderstände. Nur so lassen sich die erforderlichen Pfähle an die örtliche Baugrundsituation anpassen und Geräte und Leistung richtig planen und einschätzen. Durch die Verwendung der Herstellungsdaten lässt sich das Baugrundmodell validieren.

4.2 CO₂-Emissionen

Die Verwendung von CEM II-Zementen und hohlen Pfählen werden die CO₂-Emissionen erheblich reduzieren. Weitere Maßnahmen sind die Verwendung von HVO-Diesel bzw. elektrisch betriebenen Geräten auf den Baustellen.

4.3 Geothermische Nutzung

Wenn die Pfähle zukünftig als Hohlquerschnitt hergestellt werden, können diese dann auf ganzer Länge geothermisch genutzt werden. Zudem kann der Einbau der Leitungen nach dem Einbringen der Pfähle erfolgen. Beschädigte Leitungen können somit ausgetauscht und die geplante Entzugsleistung mit allen Pfählen auch erreicht werden.

4.4 Neue Anschlussmöglichkeiten

Durch die Verwendung von Edelstahlbolzen für die Abstandsmontage von Oberleitungsmaste können bisher erforderliche Arbeitsschritte und Wartezeiten reduziert werden, um die Sperrzeiten optimal zu nutzen.

Literatur

Dr. Spang Ingenieurgesellschaft GmbH (2021), 'Baugrunduntersuchung und Gründungsberatung', Projekt-Nr. 41.7277

Temporär geplant – länger genutzt: Praxiserfahrungen zur Nutzungsdauer geotechnischer Bauteile

Christoph Wehr, Keller Grundbau GmbH, Würzburg

Björn Böhle, Keller Grundbau GmbH, Bochum

Zusammenfassung

Temporäre Ankersysteme zur Baugrubensicherung werden normativ für eine maximale Einsatzdauer von zwei Jahren ausgelegt. In der Baupraxis treten jedoch regelmäßig ungeplante Verzögerungen auf, die eine meistens nur geringfügige Überschreitung dieser Nutzungsdauer notwendig machen. Der Beitrag zeigt anhand normativer Grundlagen, technischer Kriterien und praktischer Beispiele, weshalb eine moderate Verlängerung der Einsatzzeit von Kurzzeitankern – sofern begleitend überwacht – technisch vertretbar ist. Darüber hinaus wird dargestellt, weshalb auch weitere Bauteile der Baugrubensicherung, insbesondere Betonbauteile, häufig bereits Eigenschaften aufweisen, die über eine rein temporäre Nutzung hinausgehen. Ergänzend werden „Semipermanente Ankersysteme“ und aktuelle Entwicklungen aus dem Normenausschuss Verpressanker erläutert, die planmäßige Einsatzzeiten bis zu sieben Jahren ermöglichen sollen.

1. Einleitung

Im Spezialtiefbau kommt temporären geotechnischen Sicherungssystemen wie Verpressankern eine zentrale Bedeutung zu. Nach den geltenden Regelwerken – insbesondere der DIN EN 1537:2014 sowie der DIN/TS 18537:2021 – werden Anker generell als Kurzzeitanker mit einer Einsatzdauer von maximal zwei Jahren oder als Daueranker für längere Nutzungszeiten klassifiziert. In der baulichen Realität ergibt sich jedoch häufig die Situation, dass die vorgesehene maximale Nutzungsdauer bei Kurzzeitankern von zwei Jahren aufgrund unvorhergesehener Umstände nicht eingehalten werden kann. Geänderte Planungsabläufe, Bauverzögerungen, Witterungseinflüsse oder Stillstände führen dazu, dass die zulässige Nutzungsdauer überschritten wird. Da es sich meistens nur um geringe zeitliche Verzögerungen von oftmals wenigen Monaten handelt, stellt sich die Frage, ob solche Überschreitungen der Nutzungsdauer technisch verantwortbar sind.

2. Normative Grundlagen und Handlungsspielräume

Die DIN EN 1537:2014 fordert für die Stahlteile von Kurzzeitankern einen Korrosionsschutz, der die Korrosion während der geplanten Nutzungsdauer von „mindestens“ zwei Jahren hemmt oder verhindert. Wenn Kurzzeitanker unplanmäßig länger eingesetzt werden oder Veränderungen der Umgebungsbedingungen auftreten (z.B. Aggressivität Boden), sollten zum Nachweis der Funktionsfähigkeit geeignete regelmäßige Überwachungen erfolgen.

Die DIN/TS 18537:2021 konkretisiert diese Anforderungen und schreibt vor, bei Überschreitungen der zulässigen Nutzungsdauer infolge unvorhergesehener Umstände oder veränderten Randbedingungen regelmäßige Überwachungen und die Einbindung eines Sachverständigen vorzunehmen. Weiter ist in solchen Fällen die für die Bauaufsicht zuständige Stelle zu verständigen. Die DIN/TS 18537:2021 lässt damit bewusst einen Handlungsspielraum bei der Überschreitung der zulässigen Nutzungsdauern von Kurzzeitankern zu und sieht dafür entsprechende Kontrollmechanismen vor. Besteht hingegen im Vorhinein bereits die Wahrscheinlichkeit, dass die Einsatzdauer eines Kurzzeitankers 2 Jahre überschreiten könnte, sind nach DIN/TS 18537:2021 Daueranker zu verwenden.

3. Voraussetzungen für längere Nutzungsdauer von Kurzzeitankern

Wesentliche Schutzmaßnahmen für Kurzzeitanker sind eine der Norm entsprechende Planung und Ausführung der Anker. Dazu ist wichtig, freiliegende Stahlteile der Spannelemente mit einer Abdeckhaube zu schützen und einen überlappenden Schutz im Übergang von der freien Ankerlänge auf den Ankerkopf mittels Dichttopf zu installieren. Weiter wird die Funktionsfähigkeit eines Ankers durch Einbau von im Hüllrohr gefetteten Litzen deutlich erhöht. Bei fachgerechter Herstellung des Ankers und Einbau der Schutzsysteme erreichen die Anker häufig eine längere Funktionstüchtigkeit gegenüber der zulässigen normativen Vorgabe. Mit ergänzender Überwachung – etwa durch Sichtkontrollen, geodätisches Monitoring sowie Durchführung von Abhebeversuchen – kann die Sicherheit eines Ankers auch über die normativ angesetzten zwei Jahre hinaus zuverlässig bewertet werden.

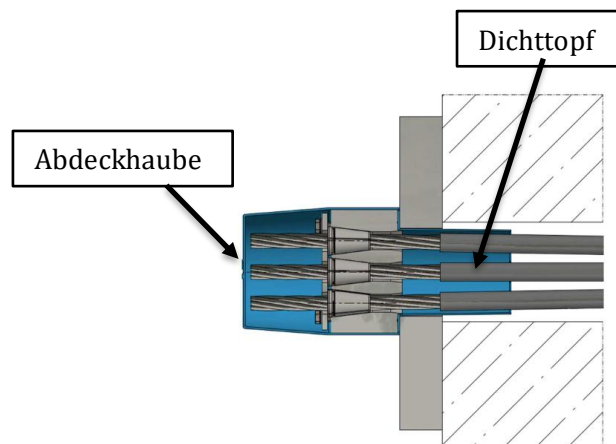


Abbildung 1: Kopfausbildung Kurzzeitanker Fa. BBV- Systems GmbH.

Ein Praxisbeispiel aus Frankfurt zeigt, dass eine Überschreitung der zulässigen Nutzungsdauer von Kurzzeitankern um etwa 3,5 Monate unter Beachtung obiger Schutzmaßnahmen bei der Ankerherstellung und Durchführung notwendiger Kontrollmaßnahmen sicher bewältigt werden konnte. Eine Überwachung installierter Messquerschnitte bestehend aus Ankerkraftmessdosens und Inklinometern sowie zusätzlich durchgeführte regelmäßige Deformationskontrollen bestätigten, dass keine relevanten Veränderungen oder Beeinträchtigungen an der Verformung bzw. Standsicherheit der Verbauwand auftraten.

4. Temporäre Betonbauteile

Insbesondere temporäre Bohrpfehl- oder Schlitzwände werden in der Regel auf Grundlage von Expositionsklassen geplant, die für Dauerbauwerke, z.B. im Ingenieurbau, anzusetzen sind. In chemisch angreifenden Grundwassern werden zur Bemessung von temporären Betonbauteilen beispielsweise Expositionsklassen wie XA2 berücksichtigt, die wiederum Betone mit einer Mindestdruckfestigkeitsklasse von C35/45 erfordern. Die DAfStb- Richtlinie „Massige Bauteile aus Beton“ bezeichnet Bauteile mit einer kleinsten Abmessung von $\geq 0,80$ m, bei denen Zwang und Eigenspannungen in besonderer Weise zu berücksichtigen sind, als „massig“. In der Expositionsklasse XA2 darf die Beton- Mindestdruckfestigkeitsklasse dann um eine Klasse auf einen Beton C30/37 reduziert werden.

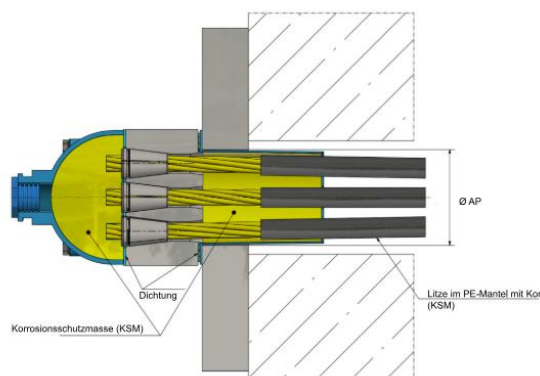
Übliche Stahlbetonbauteile nach DIN EN 1992-1-1 / DIN 1045-1 werden je nach Expositionsklasse mit einer Betondeckung von ca. 35 – 55 mm geplant. Im Spezialtiefbau werden erhöhte Betondeckungen von etwa 75 mm ausgeführt, die auf Unebenheiten in der Bohrlochwandung, den Einbaubedingungen sowie Fertigungstoleranzen von Bewehrungskörben zurückzuführen sind. Diese Bauteile verfügen über höhere Reserven hinsichtlich ihrer Dauerhaftigkeit, was bei der Planung von nur temporär genutzten

Betonbauteilen hinsichtlich Wahl der Betongüte berücksichtigt werden sollte. Die derzeitigen Vorgaben zur Bemessung von Betonbauteilen im Spezialtiefbau führen dazu, dass nur temporär genutzte Bauteile immer die Anforderungen an dauerhafte Bauteile erfüllen. Eine geringfügige zeitliche Überschreitung nur temporär genutzter Betonbauteile ist daher eher als unkritisch zu bewerten.

5. Semipermanente Anker und Weiterentwicklung der Normung

Über den Kurzzeitanker hinaus sind am Markt sogenannte „semipermanente“ Ankersysteme verfügbar, deren Anwendung jedoch bauaufsichtlich nicht geregelt ist. Der Einsatz solcher Ankersysteme über eine Nutzungsdauer von 2 Jahren hinaus erfordert eine bauaufsichtliche Zustimmung im Einzelfall. Die Ausführung der Anker erfolgt in Anlehnung an DIN EN 1537:2014. Nach den Angaben der jeweiligen Hersteller sind Semipermanentanker auf Nutzungsdauern von bis zu vier Jahren ausgelegt. Die Ankersysteme bauen auf den Anforderungen an Kurzzeitanker auf, verfügen jedoch über einen erweiterten Korrosionsschutz bestehend aus vollständig in Einzelhüllrohren gefettete Einzellitzen, zusätzlicher Einbau der Litzenbündel in einem Gesamthüllrohr und erweiterte Abdichtungen am Ankerkopf. Als vorteilhaft wird auch der Einbau von abhebbaren bzw. nachspannbaren Ankerköpfen erachtet, um deren Tragfähigkeit nachträglich prüfen zu können. Diese zusätzlichen Schutzmaßnahmen, welche der Semipermanentanker bietet, erhöhen erheblich die Funktionstüchtigkeit eines Kurzzeitankers bei einer Überschreitung der zulässigen Nutzungsdauer gem. DIN/TS 18537:2021.

SEMIPERMANENT-MONO



NORMALANKERKOPF (N) SEMI-ECO (+)

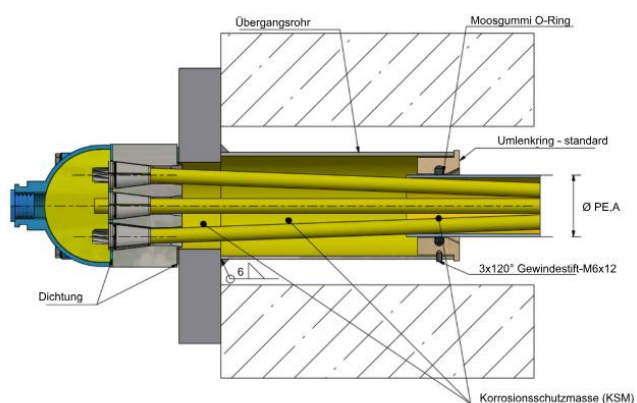


Abbildung 2: Semipermanentanker Fa. BBV- Systems GmbH.

Im Normenausschuss Verpressanker wurden Vorschläge bzw. ergänzende Regelungen zur DIN EN 1537:2014 erarbeitet, die eine Verlängerung der Einsatzdauer von bis zu sieben Jahren ermöglichen. Diese basieren im Wesentlichen auf den Anforderungen an den Semipermanentanker, erweitert um zusätzliche Abdichtungen im Ankerkopfbereich und im Übergang von der Krafteinleitungsstrecke auf die freie Strecke. Die Vorschläge zur Ergänzung der DIN EN 1537:2014 zeigen, dass unter Beachtung gewisser Vorgaben längere Nutzungsdauern von Kurzzeitankern technisch möglich sind und künftig hoffentlich Eingang in die Praxis finden werden.

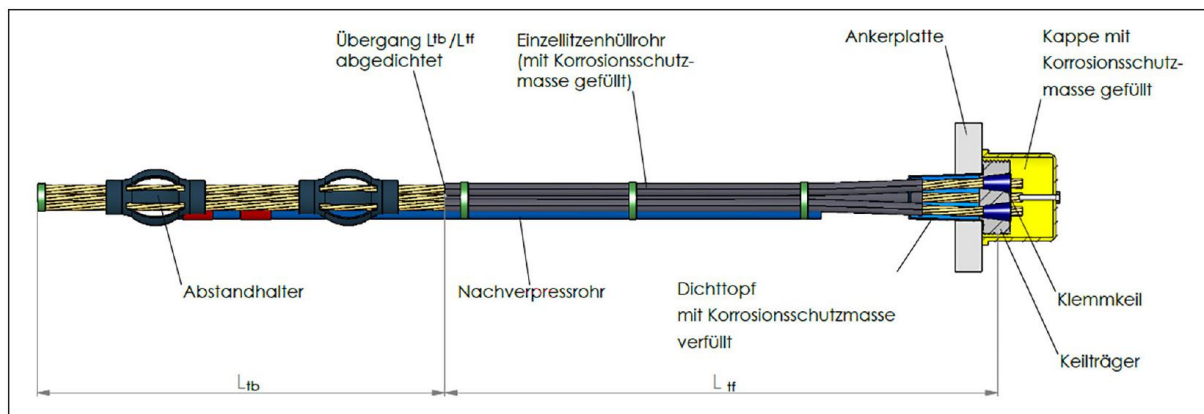


Abbildung 3: Maßnahmen für die verlängerte Einsatzdauer von bis zu 7 Jahren (Skizze Bauer Spezialtiefbau GmbH).

6. Schlussfolgerungen

Die Betrachtung der technischen, normativen und praktischen Aspekte zeigen, dass eine **geringfügige Überschreitung** der „Zwei-Jahres-Grenze“ von Kurzzeitankern und verlängerten Nutzungsdauer von temporären Betonbauteilen in vielen Fällen absolut vertretbar ist, sofern eine den Vorgaben entsprechende Ausführung und Überwachung der Bauteile erfolgt. Als wichtig wird eine frühzeitige Abstimmung aller am Projekt Beteiligten zur Definition der geplanten Nutzungsdauer (> 2 Jahre?) erachtet. Im Falle einer Überschreitung der zulässigen Nutzungsdauer muss ein geotechnisches / geodätisches Monitoring-System zur Überwachung installiert werden. Im Zweifel sollte jedoch immer der Einbau von abnehmbaren Ankerköpfen erfolgen (z.B. Keilscheibe mit Gewinde) erfolgen. Geringfügige Überschreitungen der Nutzungsdauer von Kurzzeitankern (wenige Monate) sollten zulässig sein.

Die normative Umsetzung der Vorschläge des Normenausschusses Verpressanker zu einer Nutzungsdauer von Kurzzeitankern von bis zu 7 Jahren wäre in diesem Zusammenhang sehr hilfreich.

Literatur

Dietz, K. & Marano, F. (2026), 'Erfahrungen bei der Beurteilung von Kurzzeitankern für die unplanmäßige Verlängerung der Einsatzdauer – Konsequenzen und Hinweise', 15. *Kolloquium Bauen in Boden und Fels*, TAE Esslingen

Auswirkungen eines kalklösenden Angriffs auf den Herauszieh Widerstand von Verpressankern

Fabian Heidenreich, Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

Markus Herten, Bergische Universität Wuppertal, Wuppertal

Torsten Wichtmann, Ruhr-Universität Bochum, Bochum

Zusammenfassung

Der Einsatz von Verpressankern ist bei betonangreifenden Inhaltsstoffen im Grundwasser aufgrund normativer Vorgaben eingeschränkt. Dies ist auf eine Veränderung der Tragfähigkeit zurückzuführen, die durch eine Schädigung des Zementsteingefüges bedingt ist. Zur Untersuchung der Änderung des Herauszieh Widerstands von Verpressankern aufgrund der Einwirkung von kalklösender Kohlensäure wurden Versuche an Modellverpressankern durchgeführt. Die Modellversuche sollten eine möglichst realitätsgetreue Herstellung abbilden. Die Resultate der Untersuchung legen nahe, dass der Herauszieh Widerstand unter dem Einfluss von kalklösender Kohlensäure nicht, wie bisher angenommen, allein von der Schädigungstiefe des Zementsteins abhängt. Auf Grundlage der durchgeführten Versuche konnten weitere Einflussfaktoren identifiziert werden, die in der bisherigen Betrachtung unberücksichtigt blieben. Hierzu zählen das Eindringen von Zementpartikeln in den Porenraum des Bodens, der erhöhte Widerstand des Zementsteins infolge des Verpressvorgangs sowie die volumetrische Dehnung aufgrund einer Nachhydratisierung des Zementsteins.

1. Einleitung

Der Einsatz von Verpressankern im Bauwesen begann in den 1950er Jahren. Aufgrund ihrer vielfältigen Einsatzmöglichkeiten als Rückverankerung und ihrer Vorteile hinsichtlich Platzverhältnissen, Bauzeiten und Kosten finden sie häufig Anwendung. Die Ausführung und der Einsatz von Verpressankern werden in DIN EN 1537:2014-07 in Verbindung mit den ergänzenden Festlegungen DIN/TS 18537:2021-05 geregelt.

Sofern Inhaltsstoffe im Grundwasser vorhanden sind, welche die Tragfähigkeit von Verpressankern verändern können, wie es beispielsweise bei der kalklösenden Kohlensäure der Fall ist, ist der Einsatz normativ eingeschränkt.

Die Reaktion der überschüssigen freien Kohlensäure mit den Festphasen der Zementsteinmatrix führt zur Lösung der calcitischen Bestandteile. Die Veränderung des Zementsteins an der Oberfläche des Verpresskörpers kann zu einer Reduktion des Herauszieh widerstands führen.

Im Rahmen neu initiiert er Modellversuche sollte die zeitabhängige Veränderung des Herauszieh widerstands von Verpressankern in dicht gelagerten Sanden bei einem kalklösenden Angriff einer umfassenderen und möglichst realitätsgetreuen Untersuchung unterzogen werden. Im Folgenden werden die Ergebnisse und Erkenntnisse präsentiert und diskutiert.

2. Stand des Wissens

2.1 Verpressanker

Die in den Verpressanker eingeleiteten Lasten werden über die Mantelfläche des Verpresskörpers in den Boden abgetragen. Die hohen Tragfähigkeiten resultieren aus den Scherspannungen in der Scherzone, die unter anderem abhängig von dem Verpressvorgang, dem Verbund zwischen Verpresskörper und Boden sowie den einwirkenden Spannungen sind. Der Herauszieh widerstand wird maßgeblich von verschiedenen Faktoren beeinflusst, darunter die Bodenart, die Lagerungsdichte, die Dilatanz sowie der Verpressdruck. Eine eindeutige Charakterisierung der quantitativen Ausprägung des Einflusses einzelner Faktoren auf den Herauszieh widerstand von Verpressankern ist jedoch nicht möglich.

2.2 Kalklösende Kohlensäure

Die Grenzwerte der relevanten Inhaltsstoffe der betonangreifenden Wässer sind in DIN 4030-1:2024-07 aufgeführt. Ein chemisches Merkmal ist die kalklösende Kohlensäure. In Deutschland stellt sie, wie in Nuber et al. (2024) dargelegt, flächenmäßig den größten Anteil an den chemischen Angriffsarten dar. Eine erhöhte, lösende Konzentration von Kohlenstoffdioxid resultiert aus einer Abweichung vom Kalk-Kohlensäure-Gleichgewicht. Das überschüssige freie Kohlenstoffdioxid reagiert mit den festen calcitischen Phasen des Zementsteins. Der Reaktionsprozess verläuft in zwei Stufen. Zunächst findet eine Carbonatisierung statt, gefolgt von einer Umwandlung in Calciumhydrogencarbonat. Letzteres ist in Wasser leicht löslich. In der Folge verbleiben ausschließlich die silikatischen Phasen des ursprünglichen Zementsteins. In der Literatur wird diese verbleibende Schicht häufig als Silikatgel bezeichnet, die eine geringere Festigkeit als der Zementstein aufweist. Der lösende Prozess schreitet von der Oberfläche nach innen voran. Die weitere Zufuhr an Kohlenstoffdioxid sowie der daraus resultierende Fortschritt der

mechanischen Entfestigung werden durch die sich bildende Silikatgelschicht verlangsamt. In der Folge findet ein Übergang von einem direkten Angriff zu einem diffusionsgesteuerten Prozess statt. Der Prozess der mechanischen Entfestigung des Zementsteins zeichnet sich durch eine degressive Entwicklung aus.

2.3 Literatur zur Entfestigungstiefe und zum Herauszieh Widerstand

Der gegenwärtige Wissensstand hinsichtlich der Auswirkungen des kalklösenden Angriffs auf den Herauszieh Widerstand von Verpressankern basiert zum einen auf Erkenntnissen der mechanischen Entfestigung, die aus Lagerungsversuchen resultieren, zum anderen auf wenigen Versuchsreihen an Modellverpressankern.

Seit Mitte der 1930er Jahre wurden Lagerungsversuche unter dem Einfluss von kalklösender Kohlensäure an Beton- oder Zementsteinkörpern mit verschiedenen Versuchsrandbedingungen (u. a. Wasserzementwert, Lagerungstemperatur, Zement-zusammensetzung, Zuschlagstoffe) durchgeführt. Die festgestellten Tiefen der mechanischen Entfestigung des Zementsteins waren dabei abhängig von verschiedenen Einflussfaktoren, wie unter anderem der Zementart, dem Wasserzementwert und den Lagerungsbedingungen. Aus der Literatur geht hervor, dass nach einer einjährigen Einwirkungszeit mechanische Entfestigungstiefen von etwa 0,2 bis 1,0 mm vorhanden sind, die im weiteren zeitlichen Verlauf zunehmen.

In den 1990er- und 2000er-Jahren wurden Versuche an Modellverpressankern durchgeführt. Die Untersuchungen von Manns & Lange (1993), Hof (2004) sowie Triantafyllidis & Schreiner (2008) bauten auf dem Kenntnisstand der mechanischen Entfestigung auf und umfassten weiterführende Untersuchungen zu den Auswirkungen des chemischen Angriffs auf den Herauszieh Widerstand von Verpressankern. Wie bereits bei den Lagerungsversuchen wiesen diese Untersuchungen hinsichtlich der Herstellungs- und Versuchsrandbedingungen (u. a. Verpressvorgang, Auflastspannung, resultierender Wasserzementwert) signifikante Unterschiede zwischen den Versuchsreihen auf. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass nach einer zwölfmonatigen Beaufschlagung mit kalklösendem Wasser Abnahmen des Herauszieh Widerstands von 20 bis 80 % beobachtet werden können. Die beobachtete Tragfähigkeitsänderung wurde auf die mechanische Entfestigung des Zementsteins an der Oberfläche der Verpresskörper zurückgeführt. Diese soll eine Schwächung der Kontaktfläche zwischen Zementstein und angrenzendem Boden sowie eine Abnahme der Radialspannungen aufgrund des Materialverlustes des Zementsteins bewirken.

Die Lagerungsversuche sowie die Versuche an den Modellverpressankern weisen zum Teil signifikante Unterschiede zwischen den Herstell- und Versuchsrandbedingungen und den In-situ-Bedingungen von Verpressankern auf. Um eine belastbare Einschätzung der

Auswirkungen des kalklösenden Angriffs auf den Herauszieh Widerstand vornehmen zu können, waren daher weitere Modellversuche erforderlich.

3. Modellversuche

3.1 Versuchsstand

Zur Untersuchung der Auswirkungen des kalklösenden Angriffs auf den Herauszieh Widerstand wurde ein modifizierter Versuchsstand (Abb. 1) entwickelt, der sich an den Versuchsapparaturen von Hof (2004) und Triantafyllidis & Schreiner (2008) orientierte. Die Modifizierung ermöglicht die Abbildung des Verpressens, eine direkte Umströmung mit dem aggressiven Medium sowie eine konstante Bodenspannung.



Abbildung 1: Versuchsstand zur Untersuchung des Herauszieh Widerstands von Modellverpressankern (Herten & Heidenreich, 2022).

Die Versuche an den Modellverpressankern wurden in insgesamt sieben Versuchscontainern durchgeführt. Diese haben einen lichten Durchmesser von rund 105 cm und eine Höhe von rund 95 cm. Die hergestellten Modellverpressanker wiesen einen Durchmesser von rund 9 cm bei einer Länge von 40 cm auf. Die Aufbereitung des Versuchswassers erfolgte in zwei großen Vorratsbehältern. Das ständig umgewälzte Wasser wurde kontinuierlich mit einem Durchlaufkühler temperiert und gleichzeitig mit Kohlenstoffdioxid angereichert. Zur Gewährleistung des kontinuierlichen Durchflusses in den einzelnen Versuchscontainern wurde ein Hochbehälter in Kombination mit nachgeschalteten Durchflussbegrenzern eingesetzt.

3.2 Durchführung

Im Rahmen der Untersuchung der Veränderungen des Herauszieh Widerstands von Verpressankern unter dem Einfluss von kalklösender Kohlensäure wurden insgesamt neun Modellverpressanker unter identischen Bedingungen hergestellt. Im Anschluss erfolgte eine Umströmung von bis zu zwölf Monaten, bevor der jeweilige Herauszieh Widerstand ermittelt wurde. Als Versuchsboden wurde eine Quarzsand mit einem Größtkorn von 1,4 mm verwendet. Die Körnungslinie wurde an den verwendeten Boden aus Manns & Lange (1993) angelehnt. Die bezogenen Lagerungsdichten der eingebauten Versuchsböden lagen zwischen 1,04 und 1,09. Die Auflastspannung von 300 kN/m^2 wurde vor der Sättigung des Bodens aufgebracht und über die Versuchsdauer konstant gehalten. Innerhalb der Versuchscontainer resultieren aus dem Versuchsaufbau ödometrische Spannungsverhältnisse. Die Zementsuspension wurde mit einem Wasserzementwert von 0,5 angemischt. Danach erfolgte die Ankerherstellung, bei der ein Verpressdruck von 3 bar für eine Dauer von fünf Minuten aufrechterhalten wurde. Die Fließgeschwindigkeit des Wassers in den Versuchscontainern betrug im Mittel 0,55 bis 0,59 m/s bei einer Temperatur von ca. 10°C . Der mittlere Gehalt der kalklösenden Kohlensäure belief sich auf etwa 86 bis 91 mg/l, dies entspricht nach DIN 4030-1:2024-07 der Expositionsklasse XA2. Aufgrund des kontinuierlichen chemischen Reaktionsprozesses, der manuellen Steuerung sowie der jahreszeitlichen Einflüsse war es nicht möglich, die Versuchsparameter, wie Temperatur, Fließgeschwindigkeit und Gehalt an kalklösender Kohlensäure, konstant zu halten. Daher kann hier lediglich ein Mittelwert angegeben werden.

3.3 Ergebnisse

Die Ergebnisse der Ausziehversuche nach unterschiedlichen Expositionszeiten sind in Abb. 2 als Kraft-Verschiebungs-Diagramm dargestellt. Der festgestellte Herauszieh Widerstand der Referenzversuche ohne chemischen Angriff nach einwöchiger Aushärtung lag zwischen rund 30.400 und 34.000 N. Nach einer dreimonatigen Umströmung mit dem kalklösenden Versuchswasser zeigte sich ein tendenziell höherer Herauszieh Widerstand, der zwischen 31.500 und 37.000 N betrug. Im Mittel beträgt der Anstieg des

Herauszieh Widerstands rund 8 % gegenüber den Werten der Referenzanker. Nacheiner Exposition von bis zu sechs Monaten stieg der Herauszieh Widerstände auf einen Mittelwert von ca. 36.000 N an. Dies entspricht einer Zunahme von ca. 13 % gegenüber den Referenzankern. Nach einer zwölfmonatigen Versuchszeit zeigte sich ein differenziertes Ergebnis. Die erfassten Herauszieh Widerstände lagen bei einem Modellverpressanker bei rund 37.500 N und bei dem anderen bei rund 27.000 N. Eine Untersuchung dieser beiden Verpresskörper ergab keine signifikanten Unterschiede in der Geometrie oder der Oberflächenbeschaffenheit. Solange weitere Experimente mit einer längeren Beaufschlagungsdauer nicht durchgeführt wurden, wird angenommen, dass der geringere Wert auf einem nicht identifizierbaren Fehler während der Lagerung beruht.

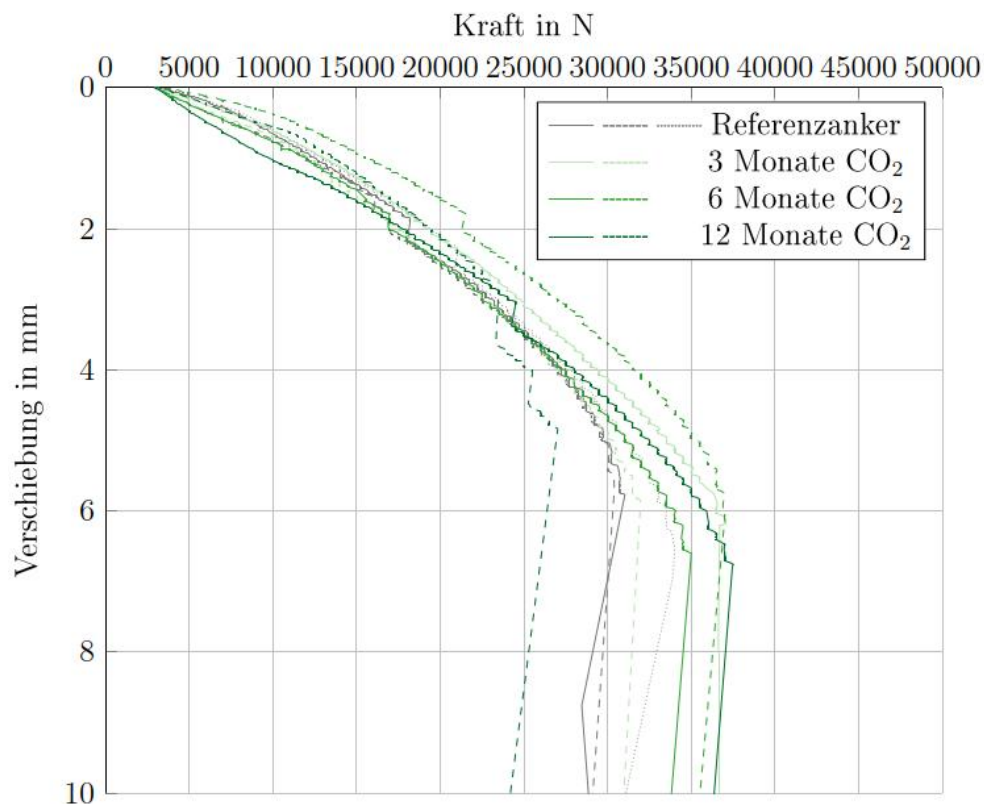


Abbildung 2: Kraft-Verformungs-Diagramm der Zugversuche an Modellverpressankern nach unterschiedlichen Beaufschlagungsdauern mit kalklösender Kohlensäure.

In Abb. 3 sind die ausgebauten Modellverpressanker dargestellt. Als Folge des chemischen Angriffs traten optische und haptische Veränderungen an der Zementsteinoberfläche auf. Die Oberfläche der Referenzanker war durch die Anhaftung von Sandkörnern charakterisiert. Mit zunehmender Dauer des lösenden Angriffs nahm die Rauheit der Oberfläche ab. Dieser Effekt ist auf die Ablösung der Sandkörner vom Zementstein infolge der mechanischen Entfestigung zurückzuführen. Nach einer dreimonatigen Beaufschlagung wurde eine verringerte Rauigkeit in Teilflächen im unteren Bereich des

Verpresskörpers festgestellt. Nach sechs Monaten zeigten sich die reduzierten Rauigkeiten flächig im unteren Bereich sowie partiell im oberen Bereich des Modellverpressankers. Nach einer Dauer von zwölf Monaten zeigte sich nahezu über die Gesamthöhe des Verpresskörpers eine verringerte Rauigkeit. An den Flächen mit geringerer Rauigkeit haften zumeist nur noch kleinere Sandkörner.



Abbildung 3: Ausgebaute Modellverpressanker nach unterschiedlicher Beaufschlagungsdauer mit kalklösender Kohlensäure.

Die in den Versuchen ermittelten Radien der ausgebauten Verpresskörper sind in Abb. 4 dargestellt. Die Messung wurde an der Außenkante der Verpresskörper inklusive der anhaftenden Sandkörner vorgenommen. Im oberen Bereich der Verpresskörper war anfänglich eine Vergrößerung des Radius erkennbar. Nach zwölf Monaten unter Einwirkung der kalklösenden Kohlensäure entsprach der Radius in diesem Bereich in etwa dem Wert der Referenzanker. Im unteren Bereich war eine kontinuierliche Verkleinerung des Radius über die Zeit zu beobachten. Die Reduktion des Radius nach zwölf Monaten betrug rund 0,2 bis 0,3 mm im Vergleich zum Referenzanker. Zur weiterführenden Untersuchung der Verpresskörper wurden Dünnschliffe im Rahmen der betontechnologischen Untersuchungen von Wagemann (2025) angefertigt. Eine Auswertung der Lichtbildmikroskopien zeigt, dass die Schichtdicke der anhaftenden Sandkörner innerhalb eines Zeitraums von

drei bis zwölf Monaten um 0,3 bis 0,4 mm reduziert wird. Diese Abnahme ist größer als die Reduktion des Radius der Verpresskörper.

Unter Berücksichtigung der abnehmenden Schichtdicke der anhaftenden Sandkörner ergab sich für die Radien des eigentlichen Zementsteins ein Zuwachs. Aufgrund fehlender lichtmikroskopischer Untersuchungen an den Referenzankern ist dieser quantitativ nicht über den gesamten Untersuchungszeitraum bestimmbar.

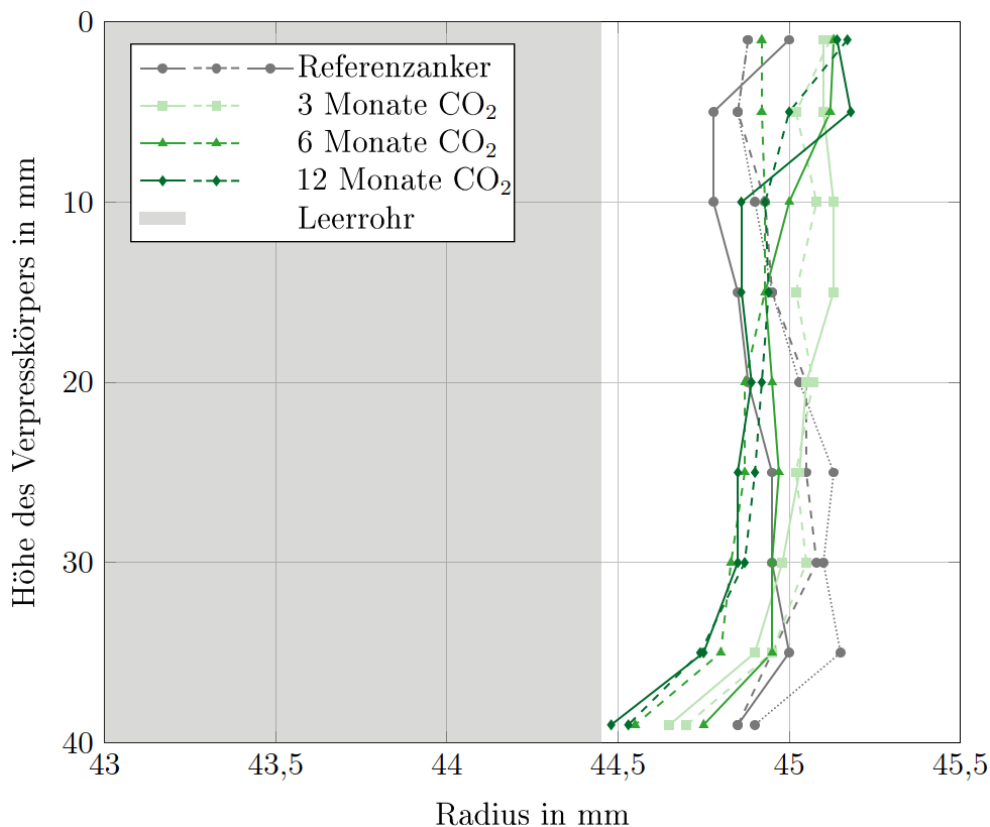


Abbildung 4: Radien der Modellanker nach unterschiedlichen Beaufschlagungsdauern mit kalklösender Kohlensäure.

4. Diskussion der Ergebnisse

4.1 Allgemein

Die vorliegenden Untersuchungen zeigen, dass sich die Änderung des Herausziehwiderstands unter dem Einfluss von kalklösender Kohlensäure nicht allein auf die mechanische Entfestigungstiefe zurückführen lässt. Weiterführende Faktoren wie veränderte Eigenschaften des Zementsteins durch den Verpressvorgang und eine volumetrische Dehnung bei Lagerung im Wasser wurden hinsichtlich der mechanischen Entfestigung und den

Auswirkungen auf den Herausziehwiderstand bei bisherigen Betrachtungen nicht berücksichtigt.

Bei der Analyse des Gesamtprozesses, unter Ausschluss von Auswirkungen aus dem Bohrvorgang, sind folgende Faktoren zu berücksichtigen, um den Einfluss des chemischen Angriffs auf den Herausziehwiderstand zu charakterisieren:

- Das Eindringen der Zementsuspension in den umgebenden Porenraum vor der Ausbildung des Filterkuchens
- Der Abbau der calcitischen Bestandteile der eingedrungenen Zementpartikel sowie die veränderte Porenraumstruktur
- Die volumetrische Dehnung des Zementsteins infolge der Lagerung in Wasser
- Die veränderte mechanische Entfestigung infolge der Auswirkungen des Verpressvorgangs auf die Eigenschaften des Zementsteins

In den folgenden Unterkapiteln werden diese Punkte kurz ausgeführt und diskutiert.

4.2 Eindringen der Zementsuspension

Im Zuge des Verpressvorgangs entsteht eine Filterkuchenschicht an der Grenzfläche der Zementsuspension zu dem anstehenden Boden. In der initialen Phase des Verpressvorgangs penetrieren einzelne Zementpartikel in den Porenraum des Bodens, bis der Filterkuchen nur noch für das Anmachwasser durchlässig ist. Untersuchungen zum Eindringen von Zementpartikeln in den Porenraum des anstehenden Bodens wurden u. a. von Axelson & Gustafsson (2007) und Li et al. (2020) durchgeführt. Die Ergebnisse der Untersuchungen zeigen, dass die Eindringtiefe in den Porenraum sowie die Menge an Zementpartikeln von verschiedenen Faktoren abhängt. Zu den beeinflussenden Faktoren zählen beispielsweise der Wasserzementwert, der Verpressdruck, die Mahlfineinheit des Zements und die Lagerungsdichte des anstehenden Bodens. Die Partikeldichte nimmt mit zunehmendem Abstand zur Oberfläche des Verpresskörpers ab.

Die Ergebnisse der hier durchgeführten Versuche weisen darauf hin, dass die eingedrungenen Zementpartikel aufgrund ihrer calcitischen Bestandteile mit dem kalklösenden Wasser reagieren und somit eine zeitlich schützende Pufferwirkung für den eigentlichen Zementstein bilden. In den Versuchen konnte unter den Herstell- und Versuchsbedingungen eine zeitliche Pufferwirkung von näherungsweise sechs Monaten festgestellt werden, bevor eine mechanische Entfestigung an der Oberfläche des eigentlichen Verpresskörpers zu verzeichnen war.

4.3 Abbau der infiltrierten Zementpartikel

Im Zuge des fortlaufenden chemischen Angriffs werden die calcitischen Festphasen der in den Porenraum des Bodens infiltrierten Zementpartikel aufgelöst. Es ist anzunehmen, dass die silikatischen Phasen verbleiben. Gemäß Goedeke (2018) weisen diese eine höhere Durchlässigkeit als der eigentliche Zementstein auf. Die resultierende Durchlässigkeit des Bodens ist jedoch noch immer geringer als im Ausgangszustand. Dadurch wird die Nachfuhr an Kohlenstoffdioxid verlangsamt. In der Folge wird der zeitliche Verlauf der mechanischen Entfestigung reduziert und die Abnahme des Herausziehwiderstands aufgrund des kalklösenden Angriffs verlangsamt.

4.4 Volumetrische Dehnung des Zementsteins

Aus den Untersuchungen zu Lagerungsversuchen an Beton und Zementstein, zum Beispiel von Brooks & Wainwright (1983) und Igarashi et al. (2000), geht hervor, dass unter bestimmten Herstellungs- und Versuchsbedingungen eine volumetrische Dehnung des Zementsteins zu beobachten ist. Eine wesentliche Voraussetzung hierfür ist die Präsenz unhydratisierter Zementkörner, die zumeist unterhalb eines Wasserzementwertes von 0,4 im Zementstein verbleiben. Die Untersuchungen ergaben unterschiedliche Volumenzuwächse bei den Probekörpern, die von der jeweiligen Probengröße und der Temperatur des Wassers abhingen. In den Untersuchungen von Igarashi et al. (2000) wurde eine volumetrische Dehnung nach einer einjährigen Versuchsdauer von maximal rund 0,4 % festgestellt. Aufgrund eines degressiven Verlaufes verlangsamt sich der Zuwachs der volumetrischen Dehnung kontinuierlich über den Betrachtungszeitraum.

Die Auswertung der Schichtdicke der anhaftenden Sandkörner anhand der Lichtbildmikroskopien in Wagemann (2025) zeigt, dass diese Schichtdicke mit zunehmender Beaufschlagungsdauer abnimmt. Dieser Rückgang ist betragsmäßig größer als die festgestellte Reduktion der Radien der Verpresskörper einschließlich der anhaftenden Sandkörner. Die Ergebnisse legen die Hypothese nahe, dass eine volumetrische Ausdehnung des Zementsteins des Verpresskörpers stattfindet. Aufgrund der Nichtverfügbarkeit von Lichtbildmikroskopien der Referenzanker konnte das volumetrische Wachstum lediglich im Zeitraum von drei bis zwölf Monaten ermittelt werden. Die Ergebnisse sind zusammen mit Werten aus der Literatur in Abb. 5 dargestellt. Basierend auf den Lichtbildmikroskopien von Wagemann (2025) und den eigenen Messungen konnte eine volumetrische Dehnung des Zementsteins von ca. 0,25 % ermittelt werden. Dies entspricht einer radialen Dehnung von rund 0,22 mm. Aufgrund der nicht vorhandenen Lichtbildmikroskopien der Referenzanker ist anzunehmen, dass die tatsächliche volumetrische Dehnung noch größer ist.

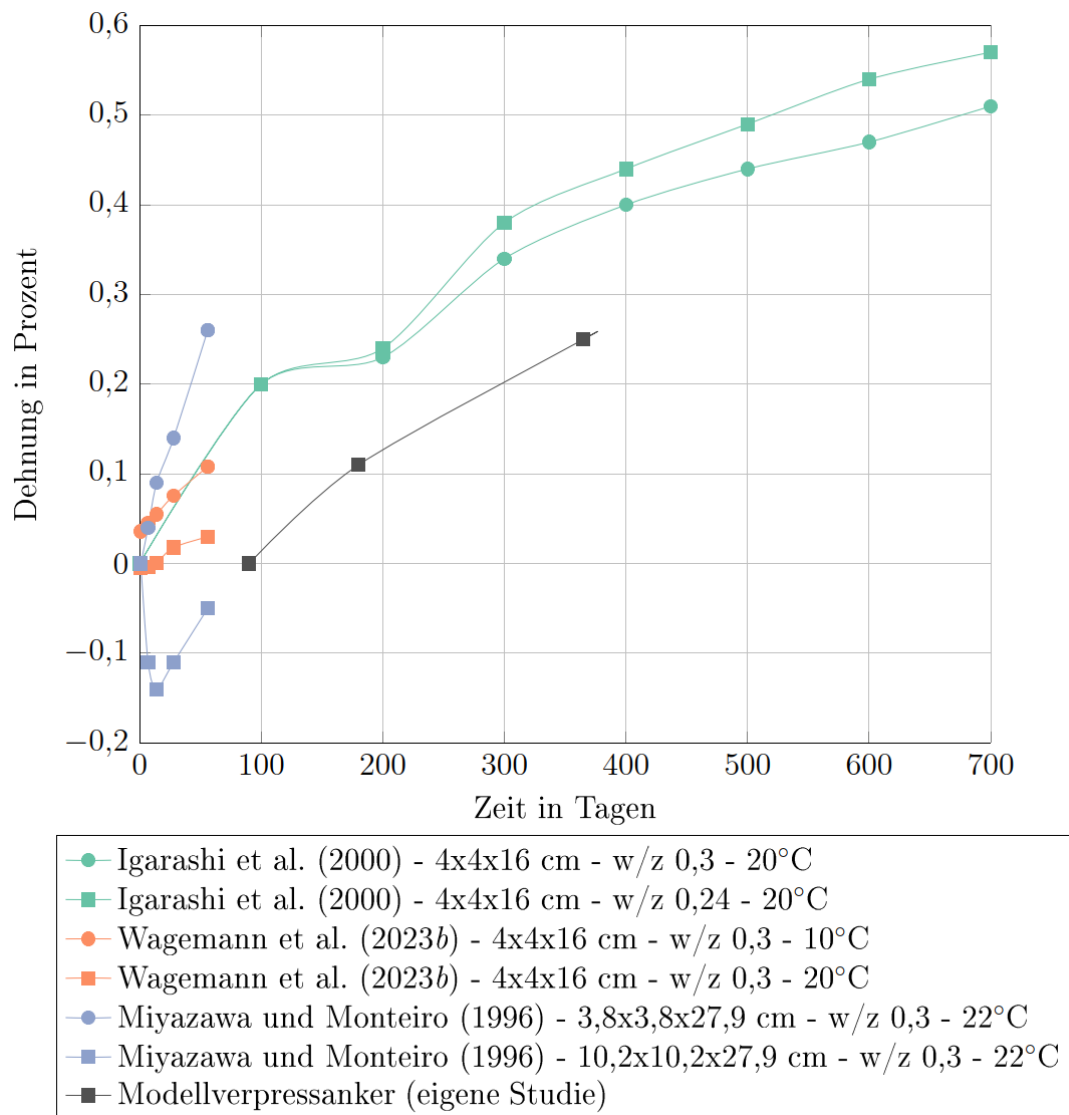


Abbildung 5: Dehnungen verschiedener Zementstein- bzw. Mörtelprismen in Wasserlagerung.

Auf Basis der vorliegenden Daten ist eine valide Aussage bezüglich einer qualitativen Veränderung des Herauszieh Widerstands aufgrund volumetrischer Dehnungen nicht möglich. Bei Untersuchungen an Modellverpressankern von Mayer (1983) wurden volumetrische Dehnungen des Zementsteins von rund 0,1 % in den ersten 16 bis 18 Stunden des Aushärtens festgestellt. Die dabei durchgeführten Spannungsmessungen im Boden weisen signifikante Zuwächse der Radialspannungen im Boden von rund 45 bis 80 kN/m² bei radialen Verformungen des Zementsteins von rund 0,02 bis 0,04 mm auf. Auch in Untersuchungen von Reinert et al (2026) konnten während einer einwöchigen Aushärungszeit

von Modellverpressankern signifikante Zuwächse der Radialspannungen um den Verpresskörper festgestellt werden.

Aufgrund der festgestellten volumetrischen Dehnungen bei den eigenen Versuchen ist davon auszugehen, dass die Radialspannungen zunehmen. Folglich sollte auch der Herausziehwiderstand der Modellverpressanker ansteigen.

4.5 Veränderte mechanische Entfestigung

Die mechanische Entfestigung an der Verpresskörperoberfläche infolge der Reaktion der überschüssigen freien Kohlensäure mit den calcitischen Festphasen ist von verschiedenen Faktoren abhängig. Sowohl die Herstellungsweise, die Lagerungstemperaturen sowie der Wasserzementwert der Probekörper haben einen signifikanten Einfluss auf den Widerstand des Zementsteins. Aus den Untersuchungen von Wagemann et al (2023) geht hervor, dass verpresste Zementsteinkörper nach sechs Monaten eine signifikant geringere Schädigungstiefe aufweisen als herkömmlich hergestellte Zementsteinkörperproben. In Lagerungsversuchen in einem kalklösenden Milieu wurde eine Schädigungstiefe von rund 0,25 mm bei den herkömmlich hergestellten Zementsteinkörpern und von rund 0,1 mm bei den verpresst hergestellten Zementsteinkörpern festgestellt (Abb. 6). Diese Entwicklung ist auf veränderte Eigenschaften des Zementsteins infolge des Verpressens zurückzuführen. In den Untersuchungen von Wagemann et al (2023) ist eine Verringerung des Hydratationsgrads und der Porosität des Zementsteins bei kleineren Wasserzementwerten infolge des Verpressvorgangs erkennbar.

Bei den Modellverpressankern konnte die mechanische Entfestigungstiefe unter Einwirkung der kalklösenden Kohlensäure im Zeitraum zwischen sechs und zwölf Monaten beobachtet werden. Auf Grundlage von Lichtbildmikroskopien der Verpresskörper von Wagemann (2025) konnte eine Entfestigungstiefe von ca. 0,07 mm festgestellt werden (Abb. 6). Dieser Wert ist geringer als bei den Lagerungsversuchen. Es wird vermutet, dass der Unterschied zum einen durch die vom Lagerungsversuch abweichende Lagerung der Modellanker im Boden sowie die Veränderung des Porenraums des Bodens infolge der Zementpartikelinfiltration.

Aus den Versuchsergebnissen an den Modellverpressankern und den Untersuchungen von Wagemann et al (2023) kann geschlossen werden, dass der Verpressvorgang zu einem erhöhten Widerstand des Zementsteins gegenüber dem kalklösenden Angriff führt. Der zeitliche Fortschritt der mechanischen Entfestigung wird verlangsamt und entsprechend wird auch der Rückgang der Radialspannungen verlangsamt. Damit einher geht eine verlangsamte Abnahme des Herausziehwiderstands.

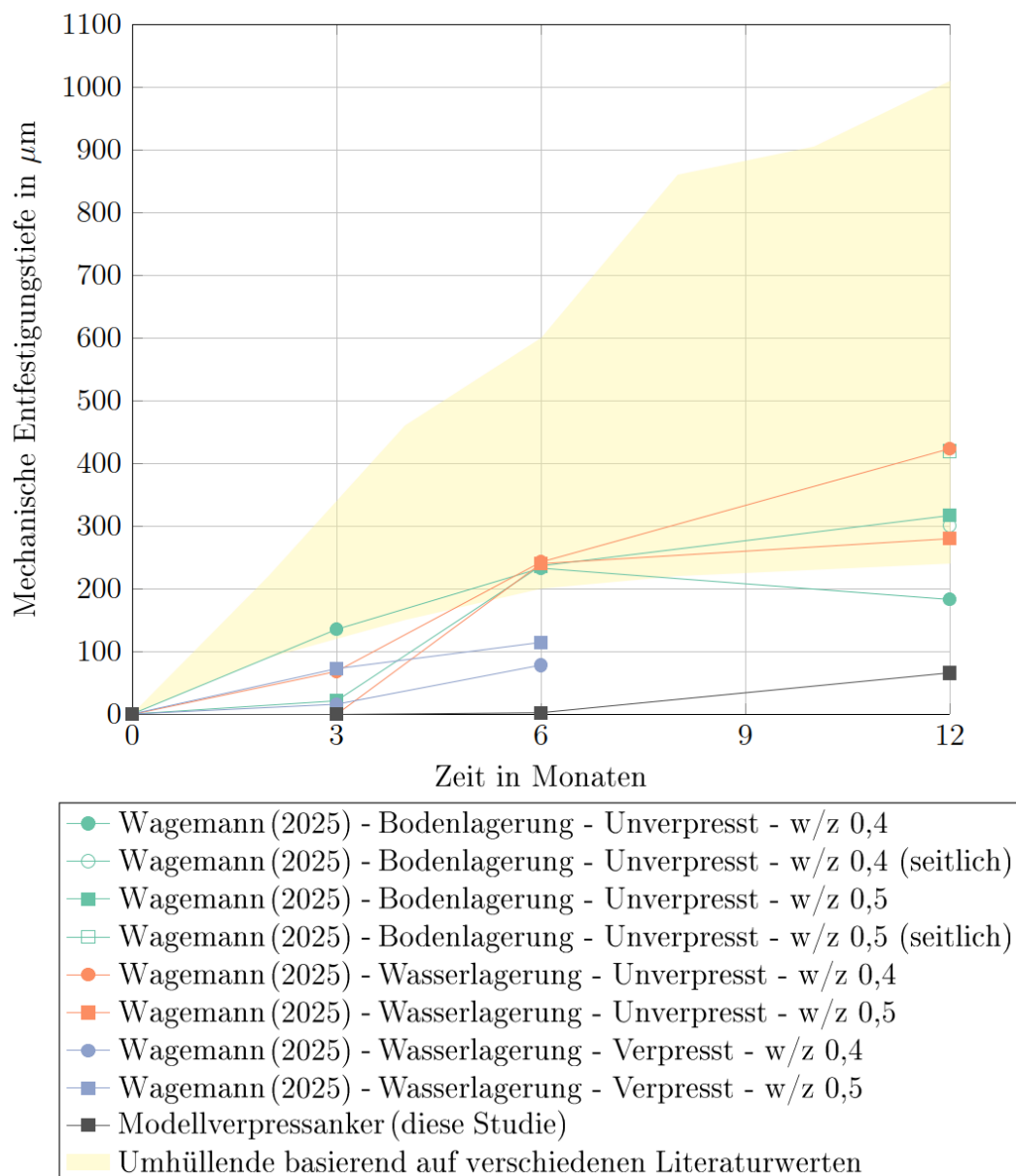


Abbildung 6: Mechanische Entfestigungstiefen des Zementsteins über einen Zeitraum von zwölf Monaten unter Beaufschlagung mit kalklösendem Wasser.

5. Zusammenfassung und Ausblick

Im Rahmen der Untersuchung an Modellverpressankern hinsichtlich der Änderung des Herauszieh Widerstands infolge eines kalklösenden Angriffs konnte festgestellt werden, dass neben der reinen Betrachtung der mechanischen Entfestigungstiefe der Zementsteinoberfläche weitere Einflussfaktoren berücksichtigt werden sollten. Diese

beeinflussen die Auswirkungen des lösenden Prozesses innerhalb des hier untersuchten Zeitraums von einem Jahr signifikant. Die austretenden Zementpartikel lagern sich bis zur Ausbildung eines dichten Filterkuchens im Porenraum des den Verpresskörper umgebenden Bodens ab. Dadurch entsteht zunächst eine Pufferzone um den Verpresskörper, die nach Auslaugung der calcitischen Phasen und dem Verbleib der silikatischen Phasen gegenüber dem Ausgangsboden eine verminderte Durchlässigkeit hat. Folglich wirkt der chemische Angriff zeitverzögert und aufgrund der resultierenden geringeren Durchlässigkeit langsamer. Ein weiterer Aspekt, der zu einer Verlangsamung des lösenden Prozesses führt, ist die dichtere Zementsteinstruktur durch den Verpressvorgang, was den Widerstand des Zementseins gegenüber dem chemischen Angriff erhöht. Die Superposition der mechanischen Entfestigungstiefe und der volumetrischen Dehnung des Zementsteins ergibt aufgrund des resultierenden Volumenzuwachs eine Steigerung der Radialspannungen um den Verpresskörper. Maßgeblich verantwortlich für den Volumenzuwachs sind nicht vollständig hydratisierte Zementpartikel, die infolge der Wasserlagerung nachhydratisieren und ihr Volumen vergrößern.

Die in den durchgeführten Versuchen unter den gegebenen Versuchsbedingungen beobachtete volumetrische Dehnung überstieg die mechanische Entfestigungstiefe innerhalb des Versuchszeitraums. Die daraus mutmaßlich erhöhten Radialspannungen um den Verpresskörper scheinen eine Verringerung der Scherfestigkeit aufgrund der Silikatgelschicht in der Kontaktzone zwischen Verpresskörper und Boden hinsichtlich des Einflusses auf den Herauszieh Widerstand zu kompensieren. Entsprechend ist unter den gegebenen Herstellbedingungen im betrachteten Zeitraum keine Abnahme des Herauszieh Widerstands gegenüber den Referenzversuchen infolge des Angriffs durch kalklösende Kohlensäure festgestellt worden.

Für eine darüber hinaus gehende zeitliche Betrachtung der Änderung des Herauszieh Widerstands infolge des Angriffs von kalklösender Kohlensäure laufen aktuell Versuche an Modellverpressankern mit Laufzeiten von drei bzw. sechs Jahren. Wichtige Aspekte bei diesen Versuchen werden die zeitliche Entwicklung der mechanischen Entfestigungstiefe sowie der volumetrischen Dehnung sein. Auf dieser Datenbasis lassen sich gegebenenfalls auch Aussagen hinsichtlich der weiteren Entwicklung des Herauszieh Widerstands treffen.

Literatur

Axelsson, M. & Gustafson, G (2007), 'Grouting with high water/solid-ratios. Literature and laboratory study', *Department of Civil and Environmental Engineering, Chalmers University of Technology*, Report No. 2007:5, Göteborg

Brooks, J. J. & Wainwright, P. J. (1983), 'Properties of ultra-high-strength concrete containing a superplasticizer', *Concrete Research*, 35(125), 205–213

DIN 4030-1:2024-07(2024), 'Beurteilung betonangreifender Wässer, Böden und Gase - Teil 1: Grundlagen und Grenzwerte', *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*, Berlin, Beuth Verlag GmbH

DIN EN 1537:2014-07 (2014), 'Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker; Deutsche Fassung EN 1537:2013', *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*, Berlin, Beuth Verlag GmbH

DIN/TS 18537:2021-05 (2021), 'Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1537:2014-07, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker', *DIN Deutsches Institut für Normung e.V.*, Berlin, Beuth Verlag GmbH

Goedeke, H. K. (2018), 'Lösender Angriff auf zementgebundene Baustoffe – Veränderungen der Porenstruktur und Folgen für Transport- und Korrosionsprozesse', *Dissertation, Institut für Baustoffe, Bauphysik und Bauchemie, Technische Universität Hamburg-Hamburg*, Hamburg

Herten, M. & Heidenreich, F. (2022), 'Kalklösende Kohlensäure in Grundwasser und die Konsequenzen', *Vortrag Projekte der Geotechnik an Bundeswasserstraßen. Bundesanstalt für Wasserbau*, Karlsruhe, 17-22

Hof, C. (2004), 'Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem Kohlensäureangriff', *Dissertation, Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum*, Heft 35, Bochum

Igarashi, S., Hiroshi R. K. & Mitsunori, K. (2000), 'Long-term volume changes and microcracks formation in high strength mortars', *Cement and Concrete Research* 30 (6), 943-951

Li, D., Li, X., Hu, Y., Zhang, S., Mei, C, Wu, H., Sun, X. & Fu, Y. (2020), 'Study on Dispersion of Cement Grout in Sand considering Filtration Effect through the EDTA Titration Test', *Geofluids* 2020, 9 pages

Manns, W. & Lange, H.-D. (1993), 'Einfluß aggressiver Wässer und Böden auf das Langzeitverhalten von Verpreßankern und Verpreßpfählen', *Abschlußbericht zu Tl. 2*, Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag

Mayer, G. (1983), 'Untersuchungen zum Tragverhalten von Verpressankern in Sand', *Technical Report Heft 12, Grundbauinstitut der Technischen Universität Berlin*, Berlin

Miyazawa, S. & Monteiro, P. (1996), 'Volume change of high-strength concrete in moist conditions', *Cement and Concrete Research*, 26(4), 567-572

Nuber, T., Lensing, H.-J., Radny, D. & Pfeiffer, W. (2024), 'Betonaggressivität des Grundwassers in Deutschland – Teil 1', *Bautechnik*, 101, 345-353

Reinert, D., Schwing, M., Dornecker, E., Heidenreich, F. & Herten, M. (2026), 'Einfluss des Verpressdrucks und der Überlagerungsspannung auf die Grenztragfähigkeit von Verpressankern in nichtbindigen Böden', *15. Kolloquium Bauen in Boden und Fels: Die Fachtagung zu aktuellen Herausforderungen in der Geotechnik, Technische Akademie Esslingen*, 117-126

Triantafyllidis, T. & Schreiner, V. (2007), 'Tragverhalten von Verpressankern unter kalklösender CO₂-Belastung', *Abschlussbericht*, Stuttgart, Fraunhofer IRB Verlag

Wagemann, F. (2025), 'Chemischer Angriff auf zementgebundene Baustoffe geotechnischer Elemente – Einflüsse der Baustoff-Boden-Interaktion, Bewertung und Empfehlungen hinsichtlich der Dauerhaftigkeit', *Dissertation (bisher unveröffentlicht)*, Institut für Baustoffe, Bauphysik und Bauchemie, Technische Universität Hamburg, Hamburg

Wagemann, F., Schmidt-Döhl, F. & Rahimi, A. (2023), 'Quellverhalten von Portland- und Hochofenzementstein bei unterschiedlichen Temperaturen', *21. ibausil - Internationale Baustofftagung*, Vol. 6, 1091-1100

Bohrtechnische Herstellung von Gewebeschlauchpfeilern – eine praxiserprobte Möglichkeit zur Sicherung von einwirkungsrelevanten untertägigen Hohlräumen

Ferdinand Stöckhert, Taberg Ingenieure GmbH, Lünen

Sarah Wegner, Technische Hochschule Georg Agricola, Bochum

Stefan Arnoldi, Beton- und Monierbau GmbH & Co. KG, Herten

Ansgar Wehinger, Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, Mainz

Teemu Hagge-Kubat, Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, Mainz

Malud Ahmad, Stadt Mayen, Mayen

Zusammenfassung

Im Stadtgebiet von Mayen (Vordereifel, Rheinland-Pfalz) wurde bis ins 19. Jahrhundert in untertägigen Bergwerken Basalt zur Herstellung von Mühlsteinen gewonnen. Dieser historische Bergbau hat im Mayener Grubenfeld ausgedehnte Grubenbaue mit teilweise sehr geringer Überdeckung hinterlassen.

Durch die aktuelle Nutzung eines Teils des Grubenfelds als Gewerbegebiet ergeben sich Gefährdungen der Verkehrssicherheit im Bereich öffentlicher Verkehrswege über den Grubenbauen durch Senkungen und Tagesbrüche. Eine bergmännische Sicherung oder Verfüllung der Hohlräume ist aus Gründen der Arbeitssicherheit, der Wirtschaftlichkeit und des Naturschutzes überwiegend nicht umsetzbar.

Daher wurden zur gezielten Sicherung von altbergbaulichen Hohlräumen unter Verkehrs- und Gewerbeflächen eine an die örtlichen Begebenheiten angepasste Methode zum bohrtechnischen Einbau von Sicherungspfeilern entwickelt, erprobt und umgesetzt. Die Sicherungspfeiler bestehen aus Gewebeschlauchelementen, die über zuvor hergestellte Bohrungen in die Hohlräume eingebracht und dort mit Baustoffsuspension aufgepumpt werden. Untertägige Arbeiten sind hierfür nicht erforderlich. Das vorhandene, natürliche Firsttragwerk wird durch die Pfeiler unterfangen und gestützt, so dass wieder eine sichere Nutzung der Verkehrswege und Flächen über den Hohlräumen ermöglicht wird.

1. Einleitung

1.1 Problemstellung

Das Industrie- und Gewerbegebiet Am Layerhof in Mayen wurde in den 1970er Jahren im Bereich des Mayener Grubenfelds über alten bergbaulichen Hohlräumen des historischen Basaltbergbaus ausgewiesen und erschlossen. Die Hohlräume wurden während der Erschließung augenscheinlich nicht besonders berücksichtigt, da zu dieser Zeit beinahe alle Zugänge zu den Hohlräumen weitgehend verfüllt waren. Es bestand demnach kein einfacher Zugang zu den Hohlräumen und es fehlte auch eine vollständige Dokumentation der historischen bergbaulichen Aktivitäten. Zu umfassenden altbergbaulichen Erkundungs- oder Sicherungsarbeiten aus der Zeit der Erschließung liegen keine Kenntnisse vor.

Ein beträchtlicher Teil des Gewerbegebiets liegt daher im Einwirkungsbereich der altbergbaulichen Hohlräume. Die Hohlräume weisen in weiten Bereichen eine Überdeckung von weniger als 10 m auf. Die Hohlraumhöhe und die Spannweiten der Firsttragwerke liegen häufig ebenfalls in der Größenordnung um 10 Metern. Ein Nachweis der Dauerstandsicherheit der Tagesoberfläche über den Hohlräumen konnte demnach nicht pauschal erbracht werden und es muss flächendeckend zumindest von einer latenten Tagesbruchgefahr ausgegangen werden. Aufgrund der Größe der Hohlräume und der geringen Überdeckung können Tagesbruchereignisse hier auch sehr große Ausmaße annehmen, wie z.B. ein Ereignis über ähnlichen altbergbaulichen Hohlräumen im benachbarten Mendig in den 1980er Jahren gezeigt hat.

Somit wurden Erkundung, Bewertung und teilweise auch Sicherung der altbergbaulichen Situation erforderlich. Im Rahmen einer seit dem Jahr 2023 laufenden Erkundungs- und Sicherungsmaßnahme wurden in mehreren Bereichen Standsicherheitsdefizite festgestellt, die teils umgehend Sicherungsmaßnahmen erforderlich gemacht haben.

Die Stadt Mayen hat in diesem Zusammenhang die TABERG Ingenieure GmbH beauftragt, den Altbergbau in diesem Gebiet umfassend zu erkunden und Sicherungsmaßnahmen zu begleiten. Die Erkundung erfolgt in enger Zusammenarbeit mit dem Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz (LGB) als zuständige Fachbehörde. Die Fa. Beton- und Monierbau GmbH & Co. KG, Herten, (BuM) führt in diesem Zusammenhang als Fachfirma die bohrtechnischen und bergmännischen Erkundungs- und Sicherungsmaßnahmen aus.

1.2 Topografie und Geologie

Das Mayener Grubenfeld liegt in der Osteifel (Rheinland-Pfalz) und ist Teil der Mittelgebirgslandschaft des Rheinischen Schiefergebirges. Das Gebiet ist bis heute durch vulkanische Aktivität geprägt. Eines der bekanntesten Beispiele für den jüngsten Vulkanismus ist hierbei der Laacher-See-Vulkan, der sich knapp 10 km nördlich von Mayen befindet. In der Umgebung sind viele weitere Relikte von vergangenen Vulkanausbrüchen vorhanden,

die als Schlackenkegel, Tafelberge und Basaltkuppen das Landschaftsbild dominieren. Die aus einer Vielzahl von Eruptionszentren ausgeflossenen Lavaströme bilden auch aufgrund nachfolgender Erosion charakteristische Plateaus, die randlich häufig durch steile Abbruchkanten begrenzt werden. Durch ihr junges Alter sind die Lavaströme häufig nur mit geringmächtigem Löss und Bims der Laacher-See-Eruption bedeckt.

Der geologische Untergrund der Vulkanite wird von devonischen Sedimenten – Schieferen, Grauwacken, Quarziten und Sandsteinen – gebildet, die im Unterdevon (vor ca. 400 Mio. Jahren) in einem marinen Becken abgelagert wurden. Diese Gesteine sind stark gefaltet und durch tektonische Störungen gegliedert, die später teilweise als Aufstiegsbahnen für Magma dienten.

Der Mayener Lavastrom ist einer von mehreren Lavaströmen, die aus dem nördlich der Stadt Mayen gelegenen Schlackenkegel Bellerberg ausgeflossen sind. Die vulkanische Aktivität des Bellerbergs setzte vor rund 200.000 Jahren ein. In einer ersten, explosiven Phase kam es zur Bildung mehrerer Schlackenkegel wie des Kottenheimer Büden und der Ettringer Bellerberge (Abb. 1). Diese bestehen aus Wurf- und Schweißschlacken, die bis heute als markante Erhebungen erhalten sind. Der Mayener Lavastrom ist 3,5 km lang, bis 1,4 km breit und meist 15–20 m mächtig. Der Vulkanit gehört zur Gesteinsgruppe der Leuzit-Tephrite, die im Volksmund als „Basaltlava“ bezeichnet werden.

Durch thermische Kontraktion bei der Abkühlung des Lavastroms haben sich im Basalt polygonale Absonderungsklüfte gebildet, die den Basaltkörper in die charakteristischen, meist vertikalen Basaltsäulen unterteilen. Der Durchmesser dieser Säulen (bzw. der Abstand der Absonderungsklüfte) nimmt innerhalb des Lavastroms in Abhängigkeit der Abkühlungsgeschwindigkeit von oben nach unten zu. Der im Mayener Grubenfeld abgebaute Lavastrom zeigt daher einen horizontal gegliederten Aufbau (von oben nach unten) (Kling, 2024):

- Topbreccie („Krotzen“): 1–2 m mächtig, aus aufgeschäumten, verschweißten Lavafragmenten.
- Siegel: 1–4 m mächtige feinsäulige Zone, im Untertagebau auch als „Glocken“ bezeichnet.
- Schienen: Hauptlagerstätte, bestehend aus mächtigen, polygonalen Basaltsäulen mit Durchmessern bis 3 m und Längen bis 10 m.
- Dielstein: plattige Basaltlava an der Basis des Stromes.

Die Mayener Basaltlava zeichnet sich neben der großen Druck- und Abriebfestigkeit vor allem durch die gleichmäßige Porosität (ca. 15 bis 30 Vol.-%) und die zum Teil sehr großen Trennflächenabstände von bis zu etwa 3 m aus (Wehinger et al., 2010). Durch in der Lava eingeschlossene Gasblasen bildeten sich gleichmäßig verteilte Poren, die in etwa eine ähnliche Größe wie Getreidekörner aufweisen. Diese Eigenschaften sind für die Nutzung des örtlichen Basalts als Mühlsteine ideal, da sich während des Mahlvorgangs immer

neue Poren mit jeweils scharfen Porenkanten freischleifen und der Mühlstein hierdurch „selbstschärfende“ Eigenschaften aufweist.

Überlagert wird der Lavastrom von quartären Decksedimenten aus Löss und Laacher See-Tephra (Bims). Im ungestörten Zustand kann die Mächtigkeit dieser bis etwa 6-8 m betragen. Aufgrund der seit Jahrtausenden anhaltenden Rohstoffgewinnung und nachfolgender anthropogener Tätigkeiten ist die natürliche Schichtenfolge in weiten Bereichen gestört.



Abbildung 1: Luftbild mit Anschnitt alter Tiefbaue im Mayener Grubenfeld nördlich der Straße am Layerhof. Die Tiefbaue sind zum Teil mit Kleinschlag aus Basalt verfüllt. Im Vordergrund ist ein aufgelassener Tagebau vorhanden. Im Hintergrund sind der Ettringer Bellberg (links) und der Büden (rechts) zu sehen. Von hier ist der Mayener Lavastrom nach Süden (zum Betrachter) ausgeflossen (Foto vom 25.03.2025, A. Wehinger).

2. Bergbaugeschichte des Mayener Grubenfelds

2.1 Entstehung des Untertagebaus

Aufgrund seiner hervorragenden Eignung als Mühl- bzw. Mahlstein wurde bereits seit frühgeschichtlicher und römischer Zeit der Basalt in Mayen in großräumigen Tagebauen gewonnen und europaweit gehandelt. Aufgrund Erschöpfung der mit damaliger Technik im Tagebau gewinnbarer Lagerstätten am Rand des Lavastroms, wurde ca. ab dem 14. Jh. begonnen, den Basalt auch in der Mitte des Lavastroms untertage zu gewinnen. Die ersten

unterirdischen Gruben bestanden aus Schächten mit glockenförmigen Erweiterungen zu allen Seiten. Der Abraum wurde meist sofort wieder als Versatz eingebracht, sodass nur die Arbeitsfront offenblieb. Diese frühe Technik reduzierte den Transportaufwand in den rein händisch aufgefahrenen Gruben erheblich.

Im 18. und frühen 19. Jahrhundert entwickelten sich daraus große, hallenartige Untertageanlagen. Die Förderung erfolgte über gemauerte Schächte, die Durchmesser von etwa 4 bis 6 m aufweisen. Charakteristisch sind enge Schachtdistanzen von meist 10–20 m, und somit kurze Förderwege untertage und kleine Abbauflächen. Ab der Mitte des 19. Jh. stiegen Schachtdistanzen und Abbauflächen deutlich an. Üblicherweise wurden um einen Schacht drei Pfeiler aus natürlichen Basaltsäulen (auch „Schienen“ genannt) stehen gelassen. In den Hallen blieben weitere Basaltpfeiler stehen. Jeder Pfeiler besitzt eine Grundfläche von in der Regel etwa 5–7 m² und sichert eine Firstfläche von etwa 40–60 m² ab (Kling, 2024; Wehinger et al., 2010).

Das Tragwerk der untertägigen Hohlräume besteht aus den Basaltpfeilern sowie der Basaltfirste (Siegel). Das sogenannte Siegel besteht aus den nicht abgebauten Spitzen der Basaltsäulen im Top des Lavastroms und ist somit vollständig durch die polygonalen Absonderungsklüfte durchteilt.

Da die damaligen Bergleute die Standsicherheit und Tragfähigkeit dieser Basaltblöcke in der Firste überwiegend durch ihren Klang beim Anschlagen mit Werkzeug beurteilten, wurden die Basaltblöcke in der Firste auch als Glocken (bzw. „Geglocks“) bezeichnet. Ein heller Ton beim Anschlagen wies hierbei auf einen standfesten Verbund und eine feste Einspannung hin. Klang der Basaltblock dagegen dumpf oder hohl, wurde er z.B. durch das Einschlagen von Holz- oder später auch Metallkeilen gegen Absturz gesichert. Abb. 2 zeigt sowohl einen überbeanspruchten Pfeiler als auch eine teilverbrochene Firste in derartigen Hohlräumen.

2.2 Neuzeitlicher Abbau (ab 19. Jahrhundert)

Mit der Einführung von Sprengtechniken ab ca. 1850 und der Inbetriebnahme von Brechwerken ab 1900 wandelte sich der Abbau grundlegend. Der Schutt, zuvor nur wertloser Abraum, konnte nun z.B. im Straßenbau für Schotter bzw. Brechprodukte genutzt werden. Durch die Entwicklung moderner Spreng- und Maschinenteknik wurde im 20. Jh. der Tiefbau eingestellt und durch Tagebaue ersetzt. Dabei wurden auch alte Tiefbaue im Tagebau hereingewonnen. Ein Teil der Tagebaue wurde anschließend mit Abraum und Aushubböden verfüllt, so dass nun ehemalige Tiefbaue an verfüllte Tagebaue oder Restlöcher grenzen. Das Resultat ist ein sehr inhomogener „Baugrund“ im Mayener Grubenfeld. Die Gewinnungstätigkeit im Tagebau hält bis heute an.

Erhalten gebliebene Untertagebauten entwickelten sich zu ökologisch wertvollen Winterquartieren für Fledermäuse. Heute sind große Teile des Grubenfeldes stillgelegt, rekultiviert oder in Natur- und Denkmalschutz integriert. Ein großer Teil der Hohlräume war über längere Zeit für Menschen nicht oder nur sehr schwer zugänglich.



Abbildung 2: Linkes Bild: Vielfach zerbrochener Basaltpfeiler in einem Hohlraum nahe der Straße Am Layerhof. Der Pfeiler weist eine Höhe von etwa 5 m auf (Foto vom 20.07.2023, A. Wehinger). Rechtes Bild: Firste unter der Straße Am Layerhof. Hier ereignete sich ein Hochbruch bis wenige Meter unter die Geländeoberfläche. Nach dem Antreffen des Hochbruchs im Rahmen der Erkundung wurde die Straße unmittelbar gesperrt und der betroffene Hohlraum im Rahmen einer Sofortmaßnahme verwahrt (Foto vom 20.07.2023, A. Wehinger).

3. Aktuelle Situation

3.1 Zugänglichkeit

Im Gegensatz zum benachbarten Niedermendiger Grubenfeld, wo durch die intensive Nachnutzung der Grubenbaue als Bier- und Kühlkeller weite Teile der Hohlräume in der Vergangenheit durchgängig zugänglich und befahrbar waren, waren im Mayener Grubenfeld und insbesondere im Bereich des Gewerbegebiets Am Layerhof über längere Zeiträume die meisten Schächte und Zugänge verfüllt und verschlossen.

Erst deutlich nach Beginn der Erschließung des Mayener Grubenfelds als Industrie- und Gewerbegebiet in den 1970er Jahren, fanden in den 1980er und 1990er in kleinen

Teilbereichen dokumentierte Erkundungsmaßnahmen der untertägigen Hohlräume statt. Die zu dieser Zeit durchgeführten Sicherungsmaßnahmen beschränkten sich auf die Überbrückung tagesbruchgefährdeter Bereiche durch entsprechende bemessene Bodenplatten.

Aus der Zeit der Erschließung mit Herstellung von Verkehrsflächen und Leitungsinfrastruktur im Gewerbegebiet liegen jedoch keine Unterlagen zu hinreichenden Erkundungs- und/oder Sicherungsmaßnahmen vor. Erst in der jüngeren Vergangenheit und insbesondere seit der Aufwältigung eines alten Schachtes als Zugang zu einem auf einer Fläche von rund 30.000 m² begehbarem Grubenbau durch die Stadt Mayen, wurden die Erkundungs- und Überwachungsmaßnahmen intensiviert. Im Jahr 2025 wurde darüber hinaus ein neuer Zugang zu einem weiteren, rund 12.000 m² großen Grubenbau, hergestellt, der zuvor nicht zugänglich war.

3.2 Geometrie der Grubenbaue

Der Basalt wurde über eine große Zahl von Schächten (insgesamt rund 300 im Mayener Grubenfeld) fast flächendeckend im Kammer-Pfeiler-Bau gewonnen, was zu großen verbundenen Hallen geführt hat, deren Firste durch die verbliebenen, unregelmäßig angeordneten Restpfeiler aus teilweise einzelnen, teilweise Gruppen von Basaltsäulengestützt werden (Abb. 3). Die Spannweiten zwischen zwei Pfeilern können dabei im Einzelfall bis zu 15 m betragen, üblich sind aber Abstände zwischen 5 m und 10 m.

Die Abbaukammern im Mayener Grubenfeld erreichen Höhen von bis zu 10 m zwischen Basaltfirste („Glocken“) und der Sohle aus nicht bauwürdigem Basalt („Dielstein“). Über weite Flächen wurden die Hohlräume jedoch bereits zu Betriebszeiten mit Abraum und Lockermassen teilversetzt, so dass die verbliebenen Höhen der Abbaukammern häufig nur noch zwischen 3 m und 5 m liegen. Zusätzlich bildeten sich unter den verfüllten Schächten Schüttkegel unterschiedlicher Zusammensetzung (Basaltgrobschlag, Bims, bindiger Bodenaushub, etc.) und Schüttwinkel aus. Dies führt insgesamt zu einer sehr unregelmäßigen Sohltopographie mit vielen Lockermassenböschungen und Mulden.

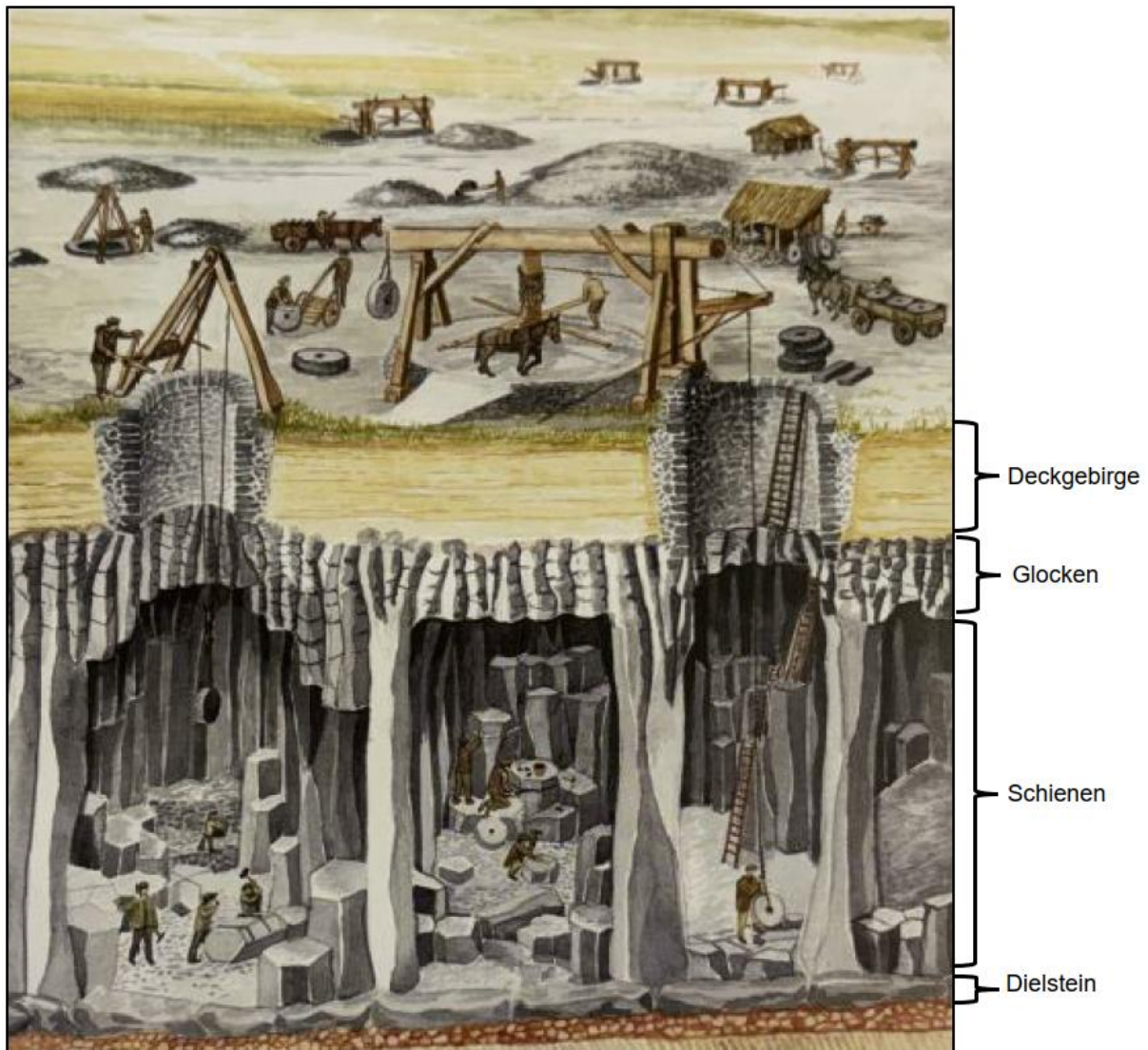


Abbildung 3: Künstlerische Darstellung der untertägigen Mühlsteingewinnung im Mayener Grubenfeld (modifiziert nach Harms & Mangartz, 2002).

Da im Bereich der Mayener Basaltgruben nur eine geringmächtige Lockergesteins- und Bimsauflage vorhanden ist, beträgt die Mächtigkeit der gesamten Hohlraumüberdeckung häufig weniger als 10 m. Die natürlich anstehende Überlagerung ist meist durch vergangene Abbautätigkeiten umgelagert oder durch Anschüttungen und Abraumhalden ersetzt worden und damit sehr heterogen. Die verbliebene Festgesteinsüberdeckung der Gruben kann daher lokal auch nur bei wenigen Metern liegen.

Dies führt zu einem verhältnismäßig filigranen Gewölbetragwerk, das entlang der polygonalen Klüftung der Basaltsäulen vollständig in einzelne Blöcke („Glocken“) durchtrennt ist. Die Auflast wird vor allem durch eine horizontal wirkende Gewölbespannung in die Restpfeiler abgeleitet.

3.3 Standsicherheit

Aufgrund der oben beschriebenen Geometrie der Grubenbaue mit großen und hohen Kammern bei im Verhältnis sehr geringer Überdeckung, kann eine grundsätzliche Tagesbruchgefahr über weiten Bereich des Grubenfelds nicht ausgeschlossen werden. Es ist außerdem davon auszugehen, dass aufgrund der teilweise hohen Ausbeutungsgrade lokal nur sehr geringe Standsicherheitsreserven im Tragwerk der Hohlräume vorhanden sind. Insbesondere folgende Versagensmechanismen sind im Mayener Grubenfeld relevant:

- Überbeanspruchung der Pfeiler, die sich durch Rissbildung, Abplatzungen und in Folge Querschnittsverringering bis hin zum Totalversagen von Restpfeilern äußert.
- Herausrutschen einzelner Basaltglocken aus der Firste bis hin zu flächiger Firstabsenkung bzw. Ausknicken der Firste aufgrund von Scherbewegung auf den vertikalen Trennflächen und einer Öffnung von horizontalen, firstparallelen Trennflächen (Abb. 4).
- Gewölbeartige Hochbrüche bis in die überlagernden Schweißschlacken bzw. Lockerböden.
- Erosiver Massentransport und Umlagerung von Lockermassen in die Hohlräume, z.B. bei Wasserzutritten zu den mit Lockermassen verfüllten Schächten oder über Kluftwegsamkeiten in der Basaltfirste.

3.4 Natur- und Artenschutz

Die untertägigen Mayener Basaltgruben sind seit dem Jahr 2000 aufgrund ihrer überregionalen Bedeutung als Winterquartier für eine Vielzahl von Fledermausarten als Natura2000/FFH-Gebiet geschützt und gehören seit 2014 zum Naturschutzgebiet „Mayener Grubenfeld“. Erkundungs- und Sicherungsarbeiten in den Basaltgruben müssen daher immer mit den Naturschutzbehörden abgestimmt werden und dürfen den Schutzzielen des Natur- und Artenschutzes nicht zuwiderlaufen.

Fledermäuse wurden bislang in allen zugänglichen Gruben nachgewiesen. Die Tiere nutzen vor allem Klüfte, Spalten und Hohlräume im Abraummateriale aus Basaltgrobtschlag als Ruhequartier. Eine vollständige Verfüllung und somit Verwahrung von Hohlräumen ist daher nur in räumlich eng begrenzten und entsprechend begründbaren Ausnahmen möglich. Eine Vollverfüllung von Hohlräumen würde den natur- und artenschutzrechtlichen Schutzzielen widersprechen, wenn dadurch signifikante Lebensräume der Fledermäuse unzugänglich gemacht, nicht mehr ausreichend bewettert oder zerstört werden würden. Des Weiteren müssen bei Sicherungsmaßnahmen die gesetzlich bestimmten Fledermausschutzzeiten berücksichtigt werden. Sämtliche Erkundungs- und Sicherungsarbeiten werden unter Beratung und Aufsicht einer Ökologischen Baubegleitung durchgeführt.



Abbildung 4: Stark aufgelockerte Firste mit Absenkungen und Bewegungen im cm-bis dm-Bereich entlang horizontaler und vertikaler Trennflächen (Foto vom 23.06.2020, A. Wehinger).

3.5 Hohlraumerkundung und -vermessung

Seit 2024 führt die Stadt Mayen eine umfassende bohrtechnische Erkundungsmaßnahme zur Erfassung bislang nicht bekannter Hohlräume im Bereich öffentlicher Verkehrsflächen durch. Insgesamt wurden bislang über 100 Bohrungen für Erkundungs- und Sicherungsmaßnahmen hergestellt.

Die Maßnahmen wurden durch das LGB mit einer umfangreichen Messkampagne begleitet. Hierbei wurde durch den Einsatz moderner Vermessungstechnik wie UAV-gestützte Vermessungssysteme, stationäre und bohrlochgängige Laserscanner, sowie mobile SLAM-Laserscanner ein dreidimensionales Modell der über- und untertägigen Situation erstellt. Das Modell hat eine Auflösung und Genauigkeit im Zentimeterbereich und dient als Grundlage für die Planung der Sicherungs- und Erkundungsmaßnahmen.

Auch nicht zugängliche Hohlräume, die im Rahmen der Bohrerkundung angetroffen und nur durch Bohrungen erschlossen wurden, können durch den Einsatz einer Bohrlochsonde mit 3D-Laserscanner des LGB dreidimensional erfasst werden.

Alle Hohlräume werden zur Bewertung der Standsicherheit ingenieurgeologisch-geotechnisch kartiert (Erfassung des Trennflächeninventars, Kartierung von Schadensstellen, Dokumentation historischer Sicherungsmaßnahmen, Ermittlung der Pfeilerauslastung auf Grundlage der dreidimensionalen Vermessung, Erstellung von Baugrundmodellen als Grundlage für weiterführende Standsicherheitsbewertungen, etc.), was durch die

flächendeckend vorhandenen dreidimensionalen Vermessungsdaten bedeutend vereinfacht wird.

4. Sicherungsmaßnahmen

4.1 Randbedingungen

Aufgrund der Verhältnisse in den Mayener Basaltgruben sind bei Sicherungsarbeiten mehrere Randbedingungen zu berücksichtigen:

- **Natur- und Artenschutz:** Die vorhandenen Fledermausquartiere dürfen nur in hinreichend begründeten, nicht vermeidbaren bzw. alternativlosen Ausnahmefällen beeinträchtigt oder zerstört werden,
- **Arbeitssicherheit:** In den Hohlräumen herrscht über weite Bereiche Steinschlaggefahr insbesondere durch aus der Firste brechende Basaltglocken, Beräumungs- und Sicherungsarbeiten gegen Steinschlag sind jedoch aufgrund der Firsthöhen und der Sohltopographie nur mit erhöhtem Aufwand umsetzbar
- **Hohlraumgeometrie und -größe:** Die teilweise sehr großen und über weite Bereiche verbundenen Kammern bzw. Hallen erschweren gezielte bzw. räumlich begrenzte Verfüllarbeiten.
- **Zugänglichkeit:** Nicht alle Hohlräume sind aktuell zugänglich und auch die vorhandenen Zugänge eignen sich nur in begrenztem Umfang für Materialtransporte. Die Möglichkeit zum Einsatz von Geräten und Maschinen untertage ist insbesondere aufgrund der Sohltopographie ohne aufwendigen Wegebau stark eingeschränkt.
- **Günstige felsmechanische Bedingungen:** Durch eine verhältnismäßig hohe und gleichmäßige Festigkeit, sowie eine geringe Verwitterungsanfälligkeit des Basalts kann auch eine punktuelle Unterfangung der Firste die Standsicherheit von Hohlräumen deutlich erhöhen.

Im Rahmen der laufenden Erkundungsarbeiten wurden an mehreren Stellen altbergbauliche Verhältnisse angetroffen, die umgehende Sofortmaßnahmen zur Sicherung erforderlich machten. Hierbei wurde sowohl auf bergmännische als auch auf bohrtechnische Sicherungstechniken zurückgegriffen.

Die in vielen Altbergbaugebieten (insbesondere im Ruhrgebiet) bevorzugte Sicherungsmethode der bohrtechnischen Verfüllung der Hohlräume mit einer fließfähigen, hydraulische abbindenden Baustoffsuspension ist aufgrund der oben aufgeführten Randbedingungen nur sehr eingeschränkt anwendbar.

4.2 Bergmännische Sicherungsarbeiten

Im Rahmen kleinräumiger Maßnahmen im Mayener Grubenfeld und im benachbarten Niedermendiger Grubenfeld wurden in der Vergangenheit vor allem gezielt und punktuell bergmännische Sicherungsarbeiten ausgeführt. Die Sicherungsmethoden, die teilweise bereits zu den aktiven Abbauzeiten angewandt wurden, umfassen:

- Das Verkeilen absturzgefährdeter Basaltglocken gegen die benachbarten Glocken durch Holz- oder Metallkeile.
- Die Injektion bzw. Verklebung der Trennflächen zwischen den Basaltglocken in der Firste (Wehinger et al., 2010).
- Den Einbau von Unterzügen aus Holz oder Metall, um größere Firstbereich gegen Absenkung zu sichern.
- Die Verstärkung vorhandener, gefährdeter Basaltpfeiler durch Eingurtung (z.B. mit Eisenketten oder Stahlseilen), Ummauerung oder in jüngerer Vergangenheit auch Spritzbeton.
- Den Einbau von zusätzlichen Sicherungspfeilern in Form von gemauerten Pfeilern, Pfeilern aus Mühlsteinrohlingen, Holzkästen, Stahlkonstruktionen oder Gewebeschlauchpfeilern (System Bullflex®, Abb. 5).
- Verfüllung/Versatz von Hohlräumen/Schächten mit Lockermassen und/oder hydraulisch abbindendem Baustoff/Beton.

Derartige Sicherungsmaßnahmen wurden – sofern sie nicht bereits zu Betriebszeiten erfolgt sind – insbesondere in gut erschlossenen und leicht zugänglichen Grubenbauen durchgeführt. Die Sicherungsarbeiten waren räumlich begrenzt und dienten in erster Linie der Steinschlagsicherung, z.B. in öffentlichen zugänglichen, touristisch genutzten Grubenbereichen, oder der Sicherung einzelner Abbaukammern. Eine systematische bergmännische Sicherung von größeren Grubenbereichen ist im Mayener Grubenfeld bislang nicht erfolgt.

4.3 Bergmännische Sicherung eines Hohlraums unterhalb der Verkehrsfläche

Im Rahmen der Bohrerkundung wurde unterhalb einer öffentlichen Verkehrsfläche ein rund 8 m hoher Hohlraum entdeckt, dessen Überdeckung teilweise weniger als 3 m betrug. Aufgrund der geringen Überdeckung und der Lage an einem ehemaligen Tagebau- rand, konnte mit einfachen erdbautechnischen Mitteln ein neuer Zugang zu diesem Hohlraum hergestellt werden. Unter diesen günstigen Randbedingungen wurde zur Sicherung ein mehrstufiges Konzept entwickelt, welches bohrtechnische und bergmännische Sicherungsmaßnahmen vereint.

Aufgrund der großen Hohlraumhöhe wurde zunächst über die vorhandenen Erkundungsbohrungen Recyclingbeton in den Hohlraum eingebracht, um die Hohlraumsohle anzuheben und ein ebenes Planum herzustellen. Die verbliebene Resthohlraumhöhe nach Sohlanhebung lag bei ca. 4 m. Anschließend wurde der Hohlraum unterhalb der öffentlichen Verkehrsfläche durch den bergmännischen Einbau von Gewebeschlauchpfeilern gesichert (Abb. 5).

Gewebeschlauchpfeiler bestehen aus einem hochfesten, wasserdurchlässigem textilen Schalungsmaterial (Bullflex® der Firma Beton- und Monierbau, Herten), welches in Form von passgenau gefertigten Schläuchen oder Säcken zur Baustelle geliefert wird. Die Schlauchelemente werden in eine Schalung eingehängt und dann durch Injektion einer Baustoffsuspension über eine Schlauchleitung ähnlich einem Ballon aufgepumpt.



Abbildung 5: Bergmännisch hergestellte Gewebeschlauchpfeiler (System Bullflex®) unter einer öffentlichen Verkehrsfläche mit aufgelegten Bullflex®-Kissen zur Nachverpressung und Wiederherstellung des Kraftschlusses bei eventuell auftretenden Setzungen.

Vorteile des Systems sind vor allem der geringe Geräteaufwand (alle Bauteile lassen sich händisch transportieren und errichten), die kurze Herstellungsdauer von üblicherweise

weniger als einem Tag pro Pfeiler, und die Anpassungsfähigkeit und kraftschlüssige Ankopplung auch an ungleichmäßige Firstkonturen. Die Pfeiler entwickeln schon nach kurzer Zeit eine Tragfähigkeit und können auch in beengten Hohlraumsituationen eingebaut werden.

Das System wird seit über 40 Jahren vor allem im Bergbau (z.B. Herstellung von Streckenbegleitdämme und Unterfangungen im Steinkohlebergbau) eingesetzt. Grundlage für die Planung der Pfeilerstandorte, die Bohransatzpunkte und die Fertigung der Bullflex®-Elemente sind die dreidimensionalen Vermessungsdaten, die zuvor durch Hohlraumlaserscans gewonnen wurden. Durch Einsatz von separat injizierbaren Kissen auf den Pfeilern, kann auch nachträglich bei Setzungen oder Firstbewegungen wieder ein Kraftschluss hergestellt werden.

Die Sicherung konnte in diesem Fall aufgrund der günstigen Zugangsbedingungen bergmännisch erfolgen. Die kurze Zuwegung konnte zur Herstellung der Arbeitssicherheit durch Beräumung gegen Steinschlag gesichert werden. Die Herstellung der Pfeiler erfolgt rein händisch, so dass kein untertägiger Geräteeinsatz erforderlich war. Die Baustoffsuspension zum Aufpumpen der Pfeiler wurde über Schlauchleitungen in den Hohlraum gepumpt.

4.4 Bohrtechnische Sicherung

An anderer Stelle sind im Projektgebiet allerdings auch Hohlräume vorhanden, bei denen sich die Zugänglichkeit für Sicherungsmaßnahmen, z.B. aufgrund langer und sehr steinschlaggefährdeter Zuwegungen, deutlich schwieriger gestaltet. Der technische und wirtschaftliche Aufwand zur Sicherstellung von sicheren Arbeitsverhältnissen für bergmännische Maßnahmen wäre in diesen Bereichen erheblich größer. Daher und aufgrund von natur- und artenschutztechnischen Einschränkungen wurde im Rahmen der aktuellen Maßnahme vermehrt auf rein bohrtechnische Sicherungsmaßnahmen zurückgegriffen. Klassische bohrtechnische Verfahren, wie die Verfüllung oder Injektion von hydraulischen abbindenden Baustoffsuspensionen sind hierbei aufgrund der häufig weitläufigen und großvolumigen Hohlräume nur in Einzelfällen zielgerichtet und grundstücksscharf einsetzbar. Darüber hinaus sind derartige vollvolumige Hohlraumverfüllungen aufgrund des natur- und artenschutzrechtlichen Rahmens im Allgemeinen nur dort zulässig, wo alternative Sicherungsmethoden nicht hinreichend erfolgversprechend sind.

4.5 Bohrtechnische Herstellung von Sicherungspfeilern

In Zusammenarbeit zwischen BuM, TABERG, dem LGB und der Stadt Mayen wurde daher ein Verfahren entwickelt, welches die Vorteile von bergmännischen Sicherungen in Form der Errichtung von Sicherungspfeilern mit den Vorteilen bohrtechnischer Sicherungsarbeiten in Bezug auf Arbeitssicherheit und Zugang zum Hohlraum vereint. Hierbei werden Gewebeslauchpfeiler ausschließlich mit bohrtechnischen Mitteln im Hohlraum

hergestellt, ohne das untertägige Arbeiten oder ein Befahrungszugang in den zu sichern den Hohlraum erforderlich sind.

Die rein bohrtechnische Herstellung derartiger Gewebeschlauchpfeiler wurden im Rahmen von Probearbeiten in den Mayener Basaltgruben erfolgreich getestet. Seitdem wurde diese Sicherungsmethode an drei Standorten zur Sicherung von verbruchsgefährdeten Hohlräumen unterhalb öffentlicher Verkehrsflächen eingesetzt. Insgesamt wurden bislang rund 20 Pfeiler erfolgreich bohrtechnisch hergestellt.

Auf Grundlage der dreidimensionalen Vermessungsdaten werden zunächst die günstigsten Standorte für die Errichtung der Pfeiler ermittelt. An diesen Standorten werden anschließend Bohrungen in die Hohlräume abgeteuft und mit Schutzverrohrung ausgebaut. Die Bohrungen werden jeweils von einem sicheren Standplatz aus vor Kopf hergestellt. Nach Herstellung einer gleichmäßigen Gründungssituation (z.B. durch Schüttung von Beton oder Lockermassen) werden dann Gewebeschlauchelemente (System Bullflex®) in den Hohlraum eingebracht.

Die Gewebeschlauchelemente werden durch Injektion von hydraulisch abbindendem Baustoff mit hoher Festigkeit aufgepumpt und bilden so zylindrische Stützkörper, die schon früh eine hohe Tragfähigkeit und Lastübertragung ausbilden. Aufgrund des flexiblen Schalungsgewebes und der Herstellungsprozedur passen sich diese Pfeiler auch gut an unregelmäßige First- und Sohlstrukturen an (Abb. 6). Durch spezielle Maßnahmen bei der Fertigung der Schlauchelemente sind die Pfeiler auch ohne externe Schalung während der Injektion selbsttragend. Die Errichtung der Pfeiler wird durch Beobachtungsbohrungen mittels Bohrlochkamera und durch Monitoring der Injektionsdrücke überwacht.

Die so errichteten Stützpfeiler weisen Durchmesser von rund 1 m und Höhen von 1 m bis hin zu 5 m auf (Abb. 7). Die Pfeiler wurden sowohl in Bereichen mit ebener Sohle als auch auf den vorhandenen steilen Schüttkegeln aus Basaltgrobschlag in den Hohlräumen errichtet. Bei Pfeilern in Böschungssituationen wurde diese durch Vertiefen der Bohrung in der Sohle verankert.

Die Herstellung der Pfeiler wird durch eine ökologische Baubegleitung überwacht. Die Pfeiler lassen sich mit nur minimalen Störungen und nachteiligen Einwirkungen auf die örtliche Fledermauspopulationen errichten. Der zeitliche Aufwand pro errichtetem Pfeiler liegt inklusive Bohrung und Herstellung einer Gründung bei rund ein bis drei Arbeitstagen, so dass sich auch in kurzen Zeiträumen größere Hohlraumbereiche sichern lassen. Durch die Pfeiler können einerseits einzelne abgesenkte Basaltglocken und Firstbereiche gestützt werden und andererseits die vorhandenen Basaltpfeiler entlastet werden. Auf diese Weise kann im Sinne einer Teilsicherung die Standsicherheit der Hohlräume nachhaltig verbessert werden.

4.6 Einsatzbedingungen

Die hier beschriebene Methode dient zur Teilsicherung von verbruchgefährdeten Hohlräumen. Insbesondere kann diese Technik zur bei der Sicherung großer, tagesnaher Hohlräume eingesetzt werden, bei denen die Zugänglichkeit für bergmännischen Sicherungsmethoden stark eingeschränkt ist. Besonders zielführend ist der Einbau von Sicherungspfeilern dort, wo aufgrund entsprechender felsmechanischer Bedingungen (hohe Gesteinsfestigkeit, geringe Verwitterungsanfälligkeit) eine punktuelle Unterfangung der Hohlraumfirste zu einer Erhöhung der Standsicherheit führen kann.

Die Sicherungsmethode kann grundsätzlich auch unter Wasser ausgeführt werden. Die Mayener Basaltgruben befinden sich allerdings vollständig über dem Grundwasserspiegel, so dass hier keine wassererfüllten Hohlräume bekannt sind.

Durch den Einbau von Sicherungspfeilern kann eine Tagesbruchgefahr signifikant verringert und räumlich begrenzt werden. Eine weitere Reduktion der altbergbaulichen Gefahren erfolgt durch eine ergänzend ausgeführte Geogitterbewehrung des Straßenunterbaus.



Abbildung 6: Bohrtechnisch hergestellte Bullflex®-Pfeiler auf zuvor geschütteten Gründungen aus vergütetem Basaltsplitt. Durchmesser der Pfeiler rund 1 m, Höhe zwischen 2 m und 3 m.



Abbildung 7: Rd. 5 m hoher, bohrtechnisch errichteter Bullflex®-Probepfeiler.

5. Zusammenfassung

Die hier dargestellte Vorgehensweise zur Sicherung untertägiger Hohlräume basiert auf einer konsequenten dreidimensionalen Vermessung sowie ingenieurgeologisch-geotechnischer Aufnahme der altbergbaulichen Hohlräume und ermöglicht so die Sicherung von großen tagesnahen Hohlräumen mit Standsicherheitsdefiziten. Angepasst an die speziellen natur- und artenschutz-, sowie arbeitssicherheitstechnischen Rahmenbedingungen, stellt die bohrtechnische Herstellung von Sicherungspfeilern aus Bullflex®-Gewebe eine Möglichkeit zur schnellen und wirtschaftlichen Sicherung von großräumigen Hohlräumen dar.

Literatur

Carlson (2024), Carlson C-ALS HD, <https://www.carlsonsw.com/product/c-als-hd>, Stand: 06.10.2025

DJI (2025), DJI Terra, <https://www.dji.com/de/dji-terra>, Stand: 06.10.2025

Dewez, T. J., Yart, S., Thuon, Y., Pannet, P., & Plat, E. (2017), 'Towards cavity - collapse hazard maps with Zeb - Revo handheld laser scanner point clouds', *The Photogrammetric Record*, 32(160), 354-376

Faro (2025), GeoSLAM-ZEB-Horizon, <https://www.faro.com/de-DE/Products/Hardware/GeoSLAM-ZEB-Horizon-RT>, Stand: 06.10.2025

Harms, E. & Mangartz, F. (2002), 'Vom Magma zum Mühlstein – eine Zeitreise durch die Lavaströme des Bellerberg-Vulkans', Verlag des Römisch-Germanischen Zentralmuseum, Mainz

Hellenkamp, T., Rogall, M., Scherbeck, R., Wehinger, A. & Prsoke, A. (2022), 'Neubau eines Schachtes als Zugang in einen einsturzgefährdeten, tagesnahen Hohlraum des ehemaligen Basalttiefbaus in Mendig (Vordereifel)', *20. Altbergbau-Kolloquium 2022, Freiberg*

Kling, J. (2024), 'Altbergbau auf Basaltlava am Beller Berg Vulkan - Osteifel', *Bericht im Auftrag des Landesamts für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz*, 126 S., Irlsheim [unveröff.]

Mangartz, F. (2008), 'Römischer Basaltlava-Abbau zwischen Eifel und Rhein', *Vulkanpark-Forschungen*, Bd. 7, Mainz

Trybała, P. (2025), '3D Surveying of Mining Environments using Simultaneous Localization and Mapping', *Doctoral dissertation, Wrocław University of Science and Technology, Wrocław*

Wehinger, A., Friedrich, T., Lux, J.-P. (2010), 'Altbergbausicherung in Mayen (Vordereifel) – Einsatz von Epoxidharz zur flächigen Verklebung', *Glückauf*, 146(10), 500–505, Essen

Xiling, L., Xibing, L., Comber, A., & Kewei, L. (2011), 'Underground cavity 3D detection using laser system', *Environmental Research Journal*, 5(5), 685-700

Geokunststoffe als Schalungselemente – ausgewählte Anwendungen in Geotechnik und Wasserbau

Viktor Poberezhnyi, Huesker Synthetic GmbH, Gescher

Abdullah Zafar, Huesker Synthetic GmbH, Gescher

Oliver Detert, Huesker Synthetic GmbH, Gescher

Simon Ebbert, Huesker Synthetic GmbH, Gescher

Zusammenfassung

Der vorliegende Beitrag untersucht den Einsatz von Geokunststoffen als verlorene Schalungselemente in der Geotechnik und im Wasserbau. Bei der Herstellung von Ortbetonpfählen in sehr weichen Böden, bei Hohlräumen oder unter Grundwasserströmung können hydrostatischer Frischbetondruck, unzureichende seitliche Stützung und Zementauswaschung zu geometrischen und qualitativen Defekten führen. Geokunststoffummantelungen wandeln den radialen Betondruck in Ringzugkräfte um und erzeugen eine künstliche Stützung, die Hohlraumüberbrückung sowie, bei geeigneter Filtercharakteristik, einen Auswaschschutz ermöglicht. Der Vergleich zwischen genähten und nahtlosen, rundgewobenen Systemen zeigt, dass Nahtdiskontinuitäten die Ringzugtragfähigkeit und das Dehnverhalten beeinflussen können.

Im Wasserbau werden betonverfüllte Geotextilmatten als textile Schalung zur Herstellung erosionsbeständiger und gegebenenfalls abdichtender Betonschichten eingesetzt. Die dargestellten Anwendungen verdeutlichen das Potenzial textiler Schalungssysteme als technisch leistungsfähige Alternative zu konventionellen Bauweisen.

1. Geokunststoffe als Schalungselemente für Ortbetonpfähle

1.1 Herausforderungen beim Betonieren von Ortbetonpfählen

Ortbetonpfähle (auch als Bohrpfähle bezeichnet) sind während des Betonierens auf eine ausreichende seitlichen Stützdruck angewiesen, um ihre geometrische Integrität sicherzustellen. Unter üblichen Bodenverhältnissen liefern die seitlichen Erddrücke eine ausreichende Abstützung für den Frischbeton. In sehr weichen Böden mit undrainierten Scherfestigkeiten von unter 15–20 kPa kann dieser Stützdruck jedoch unzureichend sein. Frischbeton verhält sich während des Einbaus näherungsweise hydrostatisch; der von ihm ausgeübte seitliche Druck hängt maßgeblich von seiner Verarbeitbarkeit und Dichte ab. Ist der seitliche Stützdruck nicht ausreichend, können im Frischbetonstadium

charakteristische Fehlstellen entstehen. Der Pfahlschaft kann sich radial aufweiten, wenn der hydrostatische Druck die verfügbare seitliche Stützwirkung des umgebenden Bodens übersteigt. Lokale Querschnittsverengungen, häufig als „Necking“ bezeichnet, treten auf, wenn Beton ungleichmäßig fließt oder in schwächere Zonen austritt. Diese Verformungen führen oftmals zu einer unregelmäßigen Schaftgeometrie, was die Lastübertragung beeinträchtigt und zu einer Reduzierung des Mantelwiderstands führen kann.

Solche Anomalien werden häufig durch die Überwachung des Betonverbrauchs während des Einbaus erkannt und können durch Integritätsprüfverfahren wie das Low-Strain-Sonic-Testing verifiziert werden (Fleming, 2009).

Neben weichen bindigen Böden können auch problematische Untergrundverhältnisse wie verkarstete Formationen, aufgegebene Schächte oder technogene Hohlräume auftreten. In diesen Fällen bietet der umgebende Boden nur geringe oder keine radiale Stützung, sodass der fließfähige Beton in angrenzende Hohlräume abfließen kann (FHWA, 2010). Abb. 1 zeigt einen Schaden, der durch das Abfließen von Beton in einen trockenen Hohlraum verursacht wurde (Fleming, 2009).



Abbildung 1: Schaden infolge des Abfließen von Beton in einen trockenen Hohlraum (Foto von CIRIA, London) (Fleming, 2009).

Grundwasserströmungen stellen ein zusätzliches Risiko dar. Hydraulische Strömungen und Gradienten können zum Auswaschen von Zementleim und zum Verlust von Feianteilen führen, wodurch die Betonqualität negativ beeinflusst wird. Abb. 2 zeigt einen Schaftdefekt eines Bohrpfahls, der durch Zementauswaschung im frühen, noch nicht erstarrten Stadium des Betonierens verursacht wurde (Tomlinson, 2015). Darüber hinaus kann Grundwasserzutritt lokale Instabilitäten und Nachbrüche der Bohrlochwand hervorrufen (Fleming, 2009).



Abbildung 2: Schaftdefekt eines Bohrpfahls infolge von Zementauswaschung im frühen, noch nicht erstarrten Stadium des Betonierens (Tomlinson, 2015).

Unter solchen Randbedingungen können Geokunststoffe als flexible Schalungselemente eingesetzt werden. Abhängig von Herstellungsverfahren und mechanischen Eigenschaften können geokunststoffbasierte Systeme folgende Funktionen übernehmen:

- radiale Stützung während des Frischbetonstadiums
- Überbrückung von Hohlräumen
- Trenn- und Filterfunktionen zur Reduzierung von Zementauswaschungen

Durch die Aktivierung von umlaufenden Zugkräften wird der radiale Betondruck in Ringzugspannungen umgewandelt. Auf diese Weise erzeugt die geokunststoffbasierte Ummantelung eine künstliche Stützung, die den aus geokunststoffummantelten Säulen bekannten Wirkmechanismen entspricht (Alexiew, 2005).

1.2 Maßgebende Mechanismen während des Betonierens

1.2.1 Radialdruck aus Frischbeton

In einer gegebenen Tiefe z erfordert das horizontale Gleichgewicht, dass der aus der hydrostatischen Wirkung des Frischbetons resultierende seitliche Druck durch die Summe aus dem Erdruchedruck des umgebenden Bodens und der zusätzlichen Stützung durch das Geotextil aufgenommen wird.

Der vom Frischbeton ausgeübte horizontale Druck ergibt sich zu:

$$\sigma_{h,Beton}(z) = \gamma_{Beton} z$$

wobei γ_{conc} das Raumgewicht des Frischbetons bezeichnet.

Die horizontale effektive Spannung im umgebenden Boden unter Erdruchdruckbedingungen ergibt sich zu:

$$\sigma'_{h,Boden}(z) = K_0 \sigma'_{v,Boden}(z)$$

mit

$$\sigma'_{v,Boden}(z) = \gamma'_{Boden} z$$

und

$$K_0 = 1 - \sin \phi'$$

als Erdruchdruckbeiwert, der typischerweise für Aushubverfahren angesetzt wird. Unter Berücksichtigung des Beitrags der geotextilen Stützung $\sigma_{h,geo}(z)$ kann das horizontale Gleichgewicht in der Tiefe z somit wie folgt formuliert werden:

$$\sigma_{h,Beton}(z) = \sigma'_{h,Boden}(z) + \sigma_{h,geo}(z)$$

Durch Einsetzen der Spannungsansätze ergibt sich:

$$\gamma_{Beton} z = K_0 \gamma'_{Boden} z + \sigma_{h,geo}(z)$$

Umgestellt erhält man den erforderlichen Beitrag des Geotextils:

$$\sigma_{h,geo}(z) = \gamma_{Beton} z - K_0 \gamma'_{Boden} z$$

Dieser Ausdruck quantifiziert das Stützkraftdefizit, das sich aus dem Ungleichgewicht zwischen dem hydrostatischen Druck des Frischbetons und der horizontalen Erdruchspannung des umgebenden weichen Bodens ergibt. Das Geotextil muss eine Ringzugkraft mobilisieren, die ausreichend ist, um die Stützung $\sigma_{h,geo}(z)$ zu erzeugen und damit das radiale Gleichgewicht bei kompatiblen Verformungen sicherzustellen.

Diese Gleichgewichtsbeziehung zeigt, dass Zugfestigkeit und Steifigkeit in Umfangsrichtung unmittelbar die Einspannungsleistung des Geokunststoffs bestimmen.

1.2.2 Überbrückung von Kavernen und Hohlräumen

In verkarsteten Formationen, aufgegebenen Kanalisationskavernen oder technogenen Schächten können Bohrungen für Ortbetonpfähle auf offene Hohlräume treffen. Während des Betonierens kann dies zu einem unkontrollierten Abfluss von Frischbeton in den Hohlraum, zu erhöhtem Materialverbrauch, zu lokalen Querschnittsreduzierungen des Pfahls sowie potenziell zu strukturellen Diskontinuitäten führen. Fehlt eine natürliche seitliche Stützung, kann die geometrische Integrität des Pfahls ohne zusätzliche Stabilisierungsmaßnahmen nicht sichergestellt werden.

Ein dokumentiertes Beispiel für eine solche Situation ergab sich beim Bauprojekt „La Carrière“ in Fribourg, Schweiz. Bohrungen für Ortbetonpfähle mit Längen von bis zu 28 m

trafen auf alte, weiterhin in Betrieb befindliche Kanalisationskavernen. Die zentrale Herausforderung bestand darin, den Verlust von Beton in die Hohlräume zu verhindern, ohne das temporäre Bohrrohr als verlorene Schalung im Boden belassen zu müssen. Zur Lösung dieses Problems wurde ein hochzugfestes, rundgewobenes Geokunststoffsystem (Ringtrac 100/400) über den Bewehrungskorb gezogen und vor dem Betonieren in das Bohrloch abgesenkt. Der Geokunststoff fungierte dabei als flexibles verlorenes Schalungselement. Eine Begehung der Kavernen nach dem Betonieren bestätigte, dass der Beton vollständig zurückgehalten wurde und keine nennenswerten Verformungen auftraten. Mit einer Ringzugfestigkeit von 400 kN/m konnte die Ummantelung den hydrostatischen Betondruck in Tiefen von etwa 20 m ohne strukturelle Schädigung aufnehmen. Abb. 3 zeigt einen Betonpfahl im Bereich der Kaverne.

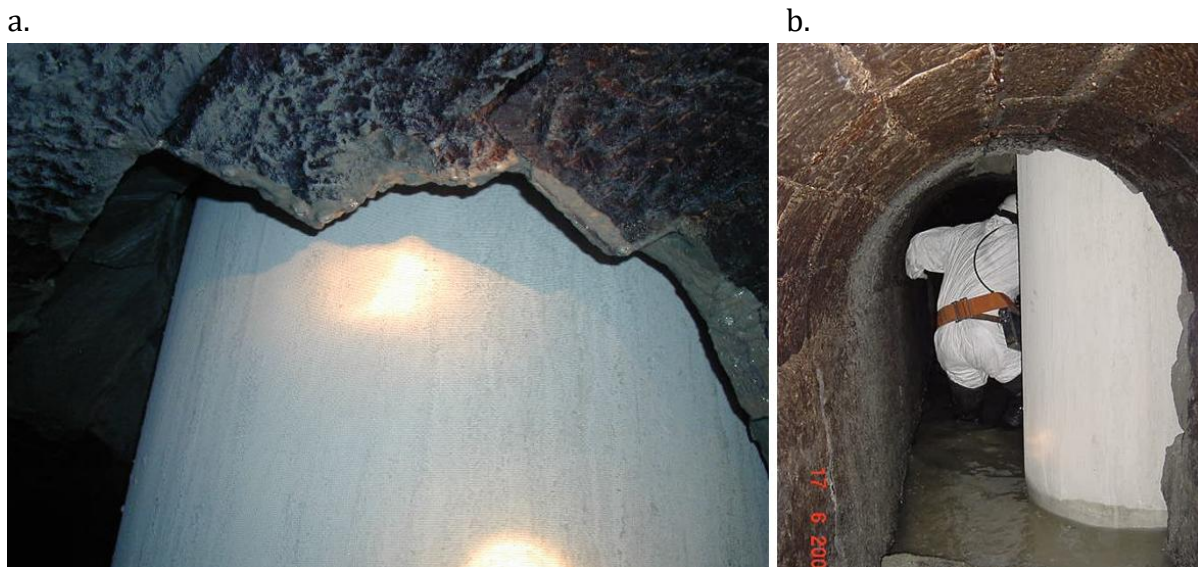


Abbildung 3: Ringtrac 100/400 als geotextile Ummantelung für die Herstellung von Ortbetonpfählen im Bereich alter Kanalisationskavernen in Fribourg, Switzerland: a — Durchbruch in der Firste; b — Betonpfahl im Bereich der Kaverne.

1.2.3 Trenn- und Filterwirkung bei Grundwasserströmung

In Böden mit hydraulischen Gradienten oder aktiver Grundwasserströmung kann Frischbeton Einwirkungen wie Zementauswaschung, Ausspülen grober Zuschläge oder eine lokale Erhöhung des Wasser-Zement-Werts erfahren. Diese Prozesse können die Betonqualität mindern und die Druckfestigkeit nach dem Erhärten negativ beeinflussen.

Geotextilien besitzen inhärente Filtereigenschaften. Nach der etablierten Filtrationstheorie (Giroud, 2002), können Geotextilien Feinanteile zurückhalten und gleichzeitig einen kontrollierten Wasserdurchfluss ermöglichen, sofern die charakteristische

Öffnungsweite, z.B. O_{90} (International Organization for Standardization, 2010), die Filterkriterien in Bezug auf die Korngrößenverteilung des umgebenden Bodens erfüllt.

Obwohl Geotextilien im Wasserbau weit verbreitet als Filter eingesetzt werden, hat ihre Anwendung als Filtrationsbarriere bei der Pfahlherstellung bislang nur begrenzte Aufmerksamkeit erhalten. In diesem Zusammenhang kann die geokunststoffbasierte Ummantelung als „Auswaschschutzbarriere“ wirken und dadurch die Dauerhaftigkeit sowie die Homogenität des Betons unter Bedingungen strömenden Grundwassers verbessern.

1.3 Geotextile Ummantelungen als temporäre verlorene Schalungselemente

1.3.1 Genähte Geotextilummantelungen

Planare gewebte oder vliesartige Geotextilbahnen werden zu einer zylindrischen Ummantelung zusammengenäht. Die Naht bildet dabei eine längs verlaufende Diskontinuität entlang des Umfangs. Solche Systeme werden typischerweise eingesetzt, wenn ein moderates Einspannungsniveau erforderlich ist, der umgebende Boden eine teilweise seitliche Abstützung bietet und die hydrostatischen Drücke begrenzt sind. Abb. 4 zeigt ein Beispiel einer solchen Ummantelung, die während des Einbaus in das Bohrloch am Bewehrungskorb installiert wurde.

a.



b.



Abbildung 4: Genähte Geotextilummantelung: a — am Bewehrungskorb montiert; b — während des Einbaus in das Bohrloch.

Aufgrund der im Vergleich zum Grundmaterial geringeren Zugfestigkeit der Naht führen genähte planare Geotextilummantelungen zu lokalen Steifigkeitsdiskontinuitäten (Abb. 5), wodurch die wirksame Ringzugtragfähigkeit reduziert und eine gleichmäßige Stützung des Pfahls beeinträchtigt werden kann (Alexiew, et al., 2011).

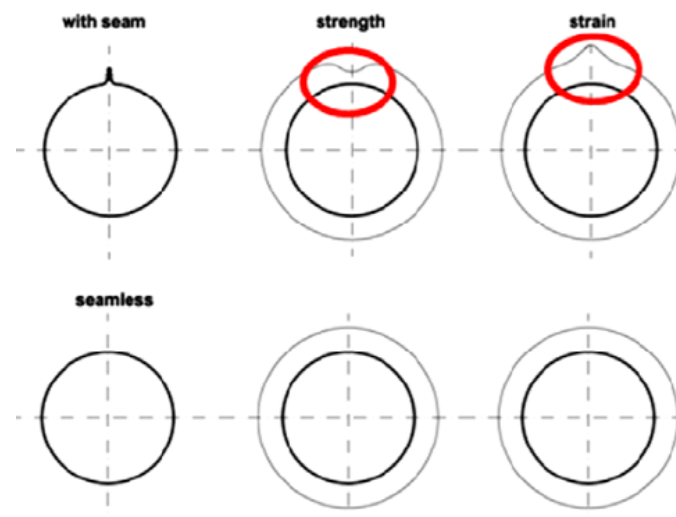


Abbildung 5: Unterschied zwischen genähten und nahtlosen Ummantelungen im Spannungs-Dehnungs-Verhalten (Alexiew et al., 2011).

Nahtwirkung auf die Zugfestigkeit

Die Nahtwirksamkeit (Seam Efficiency) ist definiert als das Verhältnis zwischen der Zugfestigkeit der Naht und der Zugfestigkeit des intakten Referenzmaterials, angegeben in Prozent (ASTM International, 2022). Da die Naht eine strukturelle Diskontinuität darstellt, liegt ihre Zugfähigkeit in der Regel unter derjenigen des intakten Referenzmaterials. Zudem nimmt die Nahtwirksamkeit mit steigender Zugfestigkeit des Referenzmaterials ab, insbesondere bei hochfesten gewebten Produkten. Bei Zugfestigkeiten über 50 kN/m weisen die meisten Nähte Wirkungsgrade von unter 75% auf. Bei sehr hochfesten Geotextilien (200–250 kN/m) erreichen selbst fachgerecht ausgeführte Nähte häufig nur etwa 50% Wirkungsgrad (Koerner, 2012). Aufgrund der erschwerten Randbedingungen und der eingeschränkten Qualitätskontrolle auf der Baustelle können Baustellennähte nochmals geringere Wirkungsgrade aufweisen. Die Naht stellt somit eine lokale Reduktion der Umfangszugfestigkeit dar und kann insbesondere bei hohen Beanspruchungen bemessungsrelevant werden.

Nahtwirkung auf die Zugsteifigkeit

Nähte erfordern in der Regel überlappende Geotextillagen, wodurch sich im Nahtbereich eine erhöhte lokale Dicke ergibt. Diese geometrische Diskontinuität führt zu einer höheren Zugsteifigkeit in der Nahtzone im Vergleich zum übrigen Ummantelungsbereich und verursacht unter Belastung eine ungleichmäßige Verteilung der Umfangsdehnungen. Bei radialer Beanspruchung kann dieser Steifigkeitsunterschied zu einer ungleichförmigen Verformung entlang des Umfangs führen, lokale Spannungskonzentrationen begünstigen und potenziell ein Aufreißen im Bereich der Naht oder in deren unmittelbarer Umgebung auslösen.

Während solche Effekte unter moderaten Baugrundverhältnissen tolerierbar sein können, wenn der umgebende Boden eine teilweise Stützung bietet, werden sie in extrem weichen Böden oder bei Anwendungen mit erforderlicher zuverlässiger Hohlraumüberbrückung zunehmend kritisch, da dort ein gleichmäßiges Dehnverhalten entscheidend ist.

1.3.2 Nahtlose, rundgewobene Geotextilummantelungen

Nahtlose, rundgewobene Geotextilummantelungen werden mittels Rundwebtechnik hergestellt, wodurch ein kontinuierliches, schlauchförmiges Textil ohne Längsnaht entsteht. Im Gegensatz zu planaren Bahnen, die nachträglich zu einem Zylinder gefügt werden, wird die zylindrische Geometrie hier bereits im Herstellungsprozess erzeugt. Dieses Verfahren gewährleistet eine gleichmäßige Anordnung der tragenden Fäden in Umfangsrichtung und somit homogene mechanische Eigenschaften entlang der gesamten Geotextilummantelungen.

Solche Produkte sind insbesondere aus der Anwendung bei geokunststoffummantelten Säulen (GEC) bekannt (Abb. 6), bei denen hohe Ringzugfestigkeiten und -steifigkeiten erforderlich sind, um in sehr weichen Böden eine wirksame Einspannung zu mobilisieren. Typische Produkte sind in Durchmessern von etwa 0,6 m bis 1,0 m verfügbar und erreichen Ringzugfestigkeiten von bis zu 600 kN/m bei Ringsteifigkeiten in der Größenordnung von bis zu 10.000 kN/m.

a.



b.



Abbildung 6: Geokunststoffummantelte Säulen (GEC): a — während des Einbaus; b — nach dem Aushub der oberen 4–5 m einer Säule.

Das Fehlen von Längsnähten eliminiert strukturelle Diskontinuitäten entlang des Umfangs und gewährleistet eine gleichmäßige Zugfestigkeit sowie Steifigkeit in Umfangsrichtung. Dadurch entwickeln sich unter radialer Belastung gleichmäßige

Umfangsdehnungen, und eine lokale Reduktion der Tragfähigkeit infolge verminderter Nahtwirksamkeit ist nicht zu berücksichtigen. Das Membranverhalten unter hydrostatischem Betondruck ist somit homogener und besser prognostizierbar.

Als hochfeste Membranschalung gewährleistet das System eine zuverlässige radiale Stützung und Hohlraumüberbrückung und bietet zugleich praktische Vorteile gegenüber dauerhaft im Boden verbleibenden Stahlrohren hinsichtlich Einbauaufwand und Materialeffizienz.

1.4 Kapitel-Fazit

Die Analyse der maßgebenden Mechanismen während des Betonierens zeigt, dass hydrostatischer Betondruck, unzureichende seitliche Bodeneinspannung, Grundwasserströmungen sowie das Antreffen von Hohlräumen kritische Randbedingungen für die Herstellung von Ortbetonpfählen in weichen und kavernösen Baugrundverhältnissen darstellen. Geokunststoffummantelungen können durch die Mobilisierung von Umfangszugkräften eine Einspannung bereitstellen, Einspannungsdefizite kompensieren und eine zuverlässige Hohlraumüberbrückung ermöglichen. Das strukturelle Verhalten der Ummantelung wird jedoch maßgeblich durch das Herstellungsverfahren beeinflusst.

Genähte planare Systeme weisen Längsdiskontinuitäten auf, die infolge begrenzter Nahtwirksamkeit die Ringzugfestigkeit reduzieren und lokale Steifigkeitsunterschiede erzeugen können. Unter radialer Beanspruchung kann dies zu einer ungleichmäßigen Dehnungsverteilung führen. Diese Effekte gewinnen insbesondere bei hochbeanspruchten Anwendungen sowie bei Anforderungen an ein zuverlässiges Dehnverhalten über nicht abgestützten Hohlräumen an Bedeutung.

Nahtlose rundgewobene Geotextilien eliminieren strukturelle Diskontinuitäten und gewährleisten eine gleichmäßige Ringzugtragfähigkeit, was zu einem homogeneren und besser prognostizierbaren Dehnverhalten führt. Bei geeigneter Auswahl hinsichtlich Zugfestigkeit, Steifigkeit und Filtrationskriterien können solche Systeme gleichzeitig Stützungs-, Überbrückungs- und Auswaschschutzfunktionen erfüllen.

Neben ihrer tragenden Funktion können Geokunststoffummantelungen unter Bedingungen aktiver Grundwasserströmung auch zur Trennung und Filtration beitragen. Als durchlässige Barriere mit definierter Öffnungsweite kann das Geotextil Zementauswaschungen reduzieren, die Migration von Feinanteilen begrenzen und die Homogenität sowie Dauerhaftigkeit des erhärteten Betons verbessern. Die Filterwirkung muss dabei mit der Korngrößenverteilung des umgebenden Bodens sowie den während des Betonierens vorhandenen hydraulischen Gradienten kompatibel sein. Folglich sind sowohl mechanische als auch hydraulische Eigenschaften in der Bemessung zu berücksichtigen.

Die Ergebnisse unterstreichen die Notwendigkeit, Nahtwirksamkeit, Ringsteifigkeit, Anforderungen an die Hohlraumüberbrückung sowie die hydraulische Verträglichkeit explizit in der Planung und Bemessung geokunststoffbasierter Schalungssysteme für Tiefgründungen zu berücksichtigen.

2. Geotextile Schalungssysteme im Wasserbau

Mit Beton verfüllte Geotextilmatten stellen eine der etabliertesten Anwendungen von Geokunststoffen als Schalungselemente im Wasserbau dar. Im Gegensatz zu klassischen geotextilen Anwendungen wie Trenn-, Filter- oder Bewehrungsschichten wird das Textil hierbei als verlorene Schalung eingesetzt, die Geometrie und Dicke einer Ortbetonschicht definiert.

Das konstruktive Prinzip basiert auf zwei hochfesten, gewebten Geotextillagen, die über Abstandshalter (Abb. 7) oder integrale Stegbänder miteinander verbunden sind. Dadurch entstehen Hohlräume definierter Höhe, die vor Ort mit hochfließfähigem Beton verfüllt werden. Nach dem Erhärten bildet das Verbundsystem eine zusammenhängende und kontinuierliche Betonverkleidung, die hydraulischen und mechanischen Beanspruchungen standhält.

Dieser hybride Ansatz kombiniert die Flexibilität des Geokunststoffs während des Einbaus mit der Dauerhaftigkeit und Tragfähigkeit des Betons im Nutzungszustand. Er ermöglicht die Herstellung erosionsbeständiger Schutzschichten und Abdichtungen ohne starre Schalung und erlaubt den Einbau an steilen Böschungen, auf unregelmäßigen Untergründen sowie unter Wasser.

Kommerziell verfügbare Systeme wie beispielsweise Incomat stellen Ausführungsvarianten dieser Technologie dar.

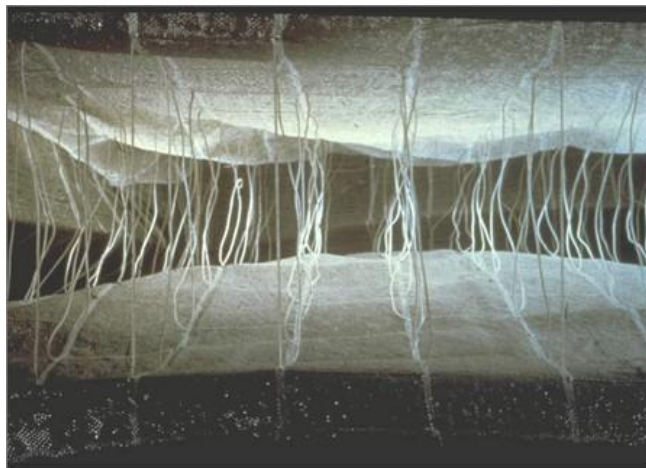


Abbildung 7: Zweilagige gewebte Geotextil-Betonmatte mit vertikalen Abstandshaltern (HUESKER).

2.1 Systemvarianten und Funktionsprinzipien

Mit Beton verfüllte Geotextilmatten sind in wasserdichten und wasserdurchlässigen Ausführungen erhältlich (Abb. 8) und können so an hydraulische und geotechnische Randbedingungen angepasst werden.

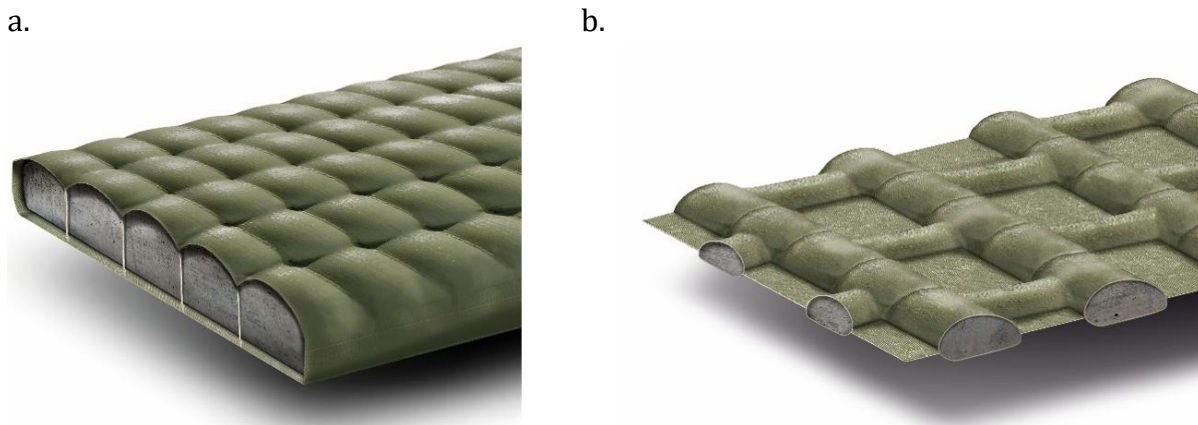


Abbildung 8: a — Konstante Dicke, wasserdichte Matte; b — Wasserdurchlässige Matte mit großen Filterpunkten (HUESKER).

Wasserdichte Systeme bilden einen durchgehenden Betonquerschnitt und werden typischerweise eingesetzt, wenn eine Dicht- oder Auskleidungsfunktion erforderlich ist und keine relevanten Porenwasserdruckgradienten zu erwarten sind. Sie kommen insbesondere bei Kanalsanierungen sowie auch als Erosionsschutz auf zum Beispiel Böschungen zum Einsatz.

Wasserdurchlässige Systeme integrieren definierte Filterpunkte oder Gitterstrukturen in die textile Geometrie. Je nach Ausführung kann eine kontrollierte Wasserabgabe oder ein Druckausgleich erfolgen, wodurch das Auftriebspotenzial unterhalb der Verkleidung reduziert wird. Gitterartige Systeme bilden ein Betonskelett mit dazwischenliegenden durchlässigen Bereichen, die gegebenenfalls begrünt werden können und so eine ökologische Integration ermöglichen.

Die Auswahl zwischen wasserdichten und wasserdurchlässigen Varianten erfolgt projekt- bzw. anwendungsspezifisch in Abhängigkeit von hydraulischer Beanspruchung, Sickerbedingungen, Untergrunddurchlässigkeit sowie umweltfachlichen Anforderungen.

2.2 Betonanforderungen und Bauausführung

Die Leistungsfähigkeit textiler Schalungssysteme setzt eine vollständige und homogene Verfüllung der Hohlräume voraus. Hierfür wird in der Regel hochfließfähiger oder selbstverdichtender Beton eingesetzt, um eine zuverlässige Verteilung innerhalb der vorgegebenen Geometrie sicherzustellen. Die Betonzusammensetzung sieht üblicherweise eine maximale Korngröße von ≤ 8 mm vor, um Verstopfungen enger Querschnitte zu vermeiden, während ein hohes Ausbreitmaß eine ausreichende Selbstnivellierung gewährleistet. Expositionsklasse, Druckfestigkeit, Frost-Tausalz-Widerstand sowie Abriebfestigkeit werden projektspezifisch unter Berücksichtigung der Umgebungsbedingungen und der geltenden Betonnormen festgelegt.

Nach dem Verlegen und Verankern der Mattenelemente wird der Beton über integrierte oder bauseitig hergestellte Einfüllöffnungen eingebracht. Das textile Hüllsystem wirkt als verlorene Schalung und definiert die endgültige Geometrie ohne starre Schalungskonstruktionen. Die erforderliche Dicke wird automatisch durch die vorgegebene Hohlraumhöhe erreicht und liegt je nach Systemtyp und Bemessung zwischen etwa 6 cm und 60 cm. Der Einbau kann im Trockenen, an steilen Böschungen oder unter Wasser erfolgen. Die textile Umschließung minimiert dabei das Auswaschen des Betons unter Wasser. Vorgefertigte Paneele ermöglichen eine effiziente Verlegung und kurze Bauzeiten im Vergleich zu konventionellen Ortbetonbauweisen.

2.3 Anwendungsbereiche im Wasserbau

Bei der Auskleidung und Sanierung von Kanälen (Abb. 9) gewährleisten solche Systeme eine durchgehende Betonschicht mit kontrollierter Dicke und hoher Dauerhaftigkeit, die sich an bestehende Geometrien anpasst. In Speicherbecken und Binnengewässern dienen sie dem Erosionsschutz in Bereichen mit schwankenden Wasserständen, Wellenschlag oder Eisbeanspruchung.



Abbildung 9: Wasserundurchlässige Betonmatte zur Kanalauskleidung (HUESKER).

Ein weiteres wesentliches Anwendungsfeld ist der Erosionsschutz überströmbarer Deiche und Entlastungsbauwerke (Abb. 10). Aufgrund der kohärenten Struktur und ihrer hohen Widerstandsfähigkeit gegenüber erosiven Kräften können solche Systeme hohe spezifische Abflüsse und Fließgeschwindigkeiten aufnehmen und erlauben steilere Böschungsneigungen im Vergleich zu Gras- oder Steinschüttungsbefestigungen.



Abbildung 10: Wasserdurchlässige Betonmatte im Überströmungsbereich eines Damms (HUESKER).

Darüber hinaus tragen diese Systeme zur Oberflächenstabilisierung von Dämmen und technischen Böschungen bei, die durch Oberflächenabfluss oder hydraulische Einwirkungen beansprucht werden. Lastabtragung in den Untergrund, Sickerverhalten sowie Auftriebssicherheit sind dabei im Rahmen des Gesamtstabilitätskonzepts zu berücksichtigen.

2.4 Bemessungsgrundlagen

Die Bemessung von betonverfüllten Geotextilmatten wird primär durch hydraulische Belastungsgrößen wie Fließgeschwindigkeit, spezifischen Abfluss und Welleneinwirkung bestimmt. Diese Beanspruchungen werden im Wesentlichen durch das Eigengewicht und die strukturelle Tragfähigkeit der Betonschicht aufgenommen, sodass die Wahl der geeigneten Mattenstärke den zentralen Bemessungsparameter darstellt.

Die Dickenbemessung erfolgt in der Regel auf Grundlage etablierter Ansätze zur Standortsicherheitsbewertung von Deckwerken, beispielsweise nach Pilarczyk (Pilarczyk, 2000). Neben der hydraulischen Widerstandsfähigkeit in der Fläche, sind Kopf- und Fußverankerungen so auszubilden, dass ein Gleiten oder Unterspülen des Systems verhindert wird. Geotechnische Nachweise umfassen die Bewertung der Tragfähigkeit des Untergrunds, der Sickerverhältnisse sowie der Gesamtböschungsstabilität.

2.5 Prüfungen und Leistungsnachweise

Die strukturelle und hydraulische Leistungsfähigkeit textiler Schalungssysteme wurde durch eine Vielzahl von Labor- und Großversuche nachgewiesen. Vier-Punkt-Biegeversuche zeigten eine erhöhte Tragfähigkeit gegenüber unbewehrten Betonplatten vergleichbarer Geometrie und bestätigen die positive Wechselwirkung zwischen Textil und Beton (Harnisch, 2020).

Hydraulische Modellversuche belegen die Standsicherheit bei hohen spezifischen Abflüssen und Überströmungsbeanspruchungen (Wilke et al., 2012). Die hydraulische Rauheit wurde experimentell bestimmt und liefert belastbare Parameter für hydraulische Berechnungen (Derksen, 2017).

Für wasserdichte Systeme wurde die Systemdichtigkeit einschließlich der Fugen mittels Durchlässigkeitsversuchen nachgewiesen ($k = 3,1 \times 10^{-12} \text{ m/s}$) (Heimbecher, 2016). Die sehr geringe Durchlässigkeit, auch unter hohen hydrostatischen Drücken, bestätigt die Eignung als Oberflächendichtung.

Bei Bemessung entsprechend der relevanten Expositionsklassen und fachgerechtem Einbau sind hohe Nutzungsdauern im Einklang mit der wasserbaulichen Praxis erreichbar.

2.6 Vorteile gegenüber konventionellen Ortbetonbauweisen

Im Vergleich zu konventionellen Ortbetonkonstruktionen mit starrer Schalung bieten textile Schalungssysteme wesentliche Ausführungsvorteile. Der Einbau unter Wasser kann ohne Trockenlegung oder Spundwandkästen erfolgen, wodurch temporäre Bauhilfsmaßnahmen und Betriebsunterbrechungen reduziert werden.

Der Verzicht auf klassische Schalung und abschnittsweises Betonieren ermöglicht kurze Bauzeiten und hohe Einbauleistungen. Die flexible textile Schalung toleriert zudem geringe Unebenheiten des Untergrunds, wodurch Vorbereitungsaufwand und Ausführungsrisiken reduziert werden. Die entstehende durchgehende Verkleidung mit wenigen Fugen minimiert potenzielle Schwachstellen und verringert den langfristigen Unterhaltungsaufwand.

2.7 Kapitel-Fazit

Betonverfüllte Geotextilmatten zeigen, wie Geokunststoffe als tragende Schalungselemente im Wasserbau eingesetzt werden können. Durch die Kombination aus kontrollierter Geometrie, struktureller Leistungsfähigkeit des Betons und effizienter Bauausführung entstehen kohärente und dauerhafte Erosionsschutz- und Abdichtungssysteme.

Ihre Anpassungsfähigkeit an unterschiedliche hydraulische und geotechnische Randbedingungen, etablierte Bemessungsansätze sowie nachgewiesene Leistungsfähigkeit belegen, dass textile Schalungssysteme eine technisch ausgereifte und wirtschaftliche Alternative zu konventionellen Betonbauweisen im modernen Wasser- und Erdbau darstellen.

3. Fazit

Geokunststoffe können als Schalungselemente sowohl in der Tiefgründung als auch im Wasserbau konstruktiv wirksam eingesetzt werden, sofern ihre mechanischen und hydraulischen Eigenschaften konsequent in der Bemessung berücksichtigt werden.

Entscheidend sind insbesondere Ringzugfestigkeit, Ringsteifigkeit, Nahtwirksamkeit sowie die Kompatibilität der Filterkennwerte mit den vorliegenden Boden- und Grundwasserhältnissen.

Während genähte Systeme für moderat beanspruchte Anwendungen geeignet sein können, bieten nahtlose, rundgewobene Geotextilien bei hohen hydrostatischen Drücken und erforderlicher Hohlraumüberbrückung ein homogeneres und zuverlässiger prognostizierbares Tragverhalten.

Im Wasserbau ermöglichen betonverfüllte Geotextilmatten eine effiziente, hydraulisch leistungsfähige und baupraktisch vorteilhafte Alternative zu konventionellen Ortbetonlösungen. Insgesamt zeigen die vorgestellten Anwendungen, dass textile Schalungssysteme bei fachgerechter Auslegung eine wirtschaftliche und technisch robuste Lösung für anspruchsvolle Randbedingungen darstellen.

Literatur

Alexiew, D., Brokemper, D. & Lothspeich, S. (2005), 'Geotextile Encased Columns (GEC): Load Capacity, Geotextile Selection and Pre-Design Graphs', *Proceedings of the International Symposium on Ground Improvement*, American Society of Civil Engineers (ASCE), Reston, VA

Alexiew, D., Küster, V. & Assinder, P. (2011), *An Introduction to Ground Improvement Using Geotextile Encased Columns (GEC)*, HUESKER Synthetic GmbH, Gescher

ASTM International (2022), 'ASTM D4884/D4884M-22: Standard Test Method for Strength of Sewn or Thermally Bonded Seams of Geotextiles', ASTM International, West Conshohocken, PA

Derksen, J. (2017), 'Hydraulische Rauheit von geotextilen Matten. Physikalische und numerische Untersuchungen', in: Schüttrumpf, H. (Hrsg.), *Living Rivers – Neues aus Praxis und Forschung*, Mitteilungen Heft 171, 47. Internationales Wasserbau-Symposium Aachen, RWTH Aachen, 129–145

FHWA – Federal Highway Administration (2010), *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*, FHWA-NHI-10-024, U.S. Department of Transportation, Washington, D.C

Fleming, W. G. K., Weltman, A., Randolph, M. F. & Elson, W. K. (2009), *Piling Engineering*, 3rd ed., CRC Press, London

Giroud, J.-P., Luettich, S. M., Richardson, G. N. & Zhao, A. (2002), 'Permeability of geotextile and granular filters', in: Delmas, R., Gourc, J. & Girard, H. (eds.), *Geosynthetics – 7th International Conference on Geosynthetics (7ICG)*, Swets & Zeitlinger, Lisse

Harnisch, J. (2020), 'Prüfbericht BZL-B-19-2019 Belastungsversuche an Betonplatten', FH Münster (unveröffentlicht)

Heimbecher, F. (2016), 'FuE Projekt Incomat Teilsachbericht Systemdichtigkeit', FH Münster (unveröffentlicht)

International Organization for Standardization (2010), *EN ISO 12956:2010 Geotextiles and Geotextile-Related Products – Determination of the Characteristic Opening Size*, ISO, Geneva

Koerner, R. M. (2012), *Designing with Geosynthetics*, 6th ed., Xlibris Publishing, Bloomington, IN

Pilarczyk, K. (2000), *Geosynthetics and Geosystems in Hydraulic and Coastal Engineering*, A.A. Balkema, Rotterdam

Tomlinson, M. J. & Woodward, J. (2015), *Pile Design and Construction Practice*, 6th ed., CRC Press, Boca Raton, FL

Wilke, M., Krüger, B., Schüll, M. & Tschernutter, P. (2012), 'Sicherung überströmbarer Damm- und Deichscharten mittels geosynthetischer Betonmatten', *Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen*, Heft 47: Staubauwerke – Planen, Bauen, Betreiben, Technische Universität Dresden, Institut für Wasserbau und Technische Hydromechanik, 275–284

On the formation of the filter cake during diaphragm wall construction and the applicable wall friction angle

Diethard König, Ruhr-Universität Bochum, Bochum

Jiarui Du, Ruhr-Universität Bochum, Bochum

Summary

The wall friction angle describes the shear strength at failure of the interface between the soil and a retaining structure. The wall friction angle which can be applied to a specific wall in a specific soil depends on the surface characteristics of the wall (e.g. roughness) and the soil and is an input parameter for the earth pressure calculation. In case of diaphragm walls executed with bentonite suspension to support the open trench a filter cake may remain between the soil and the wall and has an additional influence on the wall friction angle. Existing works show that the characteristics of the soil-filter cake-diaphragm wall interface depend on the soil type and differ significantly in gravelly soils, sandy soils and fine-grained soils. For sandy soils the composition of the filter cake is the main factor influencing the wall friction angle. In the following the state of the art is summarized and additional field and laboratory investigations are shown. One focus is on the influence of the wall roughness in case of gravelly soils. Furthermore, factors influencing the composition of the filter cake like sand content of the suspension before and after regeneration, point in time of regeneration, time after regeneration and total opening time are discussed.

1. Introduction

Figure 1a shows a simplified (e.g. no guide walls) cross section of an open trench supported by a bentonite suspension. The hydrostatic pressure of the suspension is higher than the water pressure. Due to this the suspension tends to penetrate the pores of the soil. Different mechanisms are connected to this process which will be discussed later. However, depending on the composition of the suspension and the characteristics of the soil, solids which are suspended in the bentonite suspension are filtrated on the surface of the soil (contact surface of the suspension and the soil, in the following contact surface) and form a filter cake. During pouring the concrete into the trench the rising concrete displaces only a small part of that filter cake, and the main part is remaining between the diaphragm wall and the soil (Fig. 1b). During excavation of a construction pit on one side of the diaphragm wall the wall moves in direction of the pit and active earth pressure is

mobilised on the earth side and passive earth pressure on the excavation side. The soil behind and in front of the wall moves horizontally and vertically (dotted lines in Fig. 1b). The vertical movements lead to relative displacements between the soil and the wall, and shear stresses are mobilized at the diaphragm wall surface, which are related to the vertical components of the earth pressures. Assuming that relative displacements are large enough, maximum shear strength at failure is mobilized and the inclination of the earth pressure corresponds to the wall friction angle $|\delta|$ which is limited by the physical properties of the interface between soil and wall, which in case of a diaphragm wall includes the filter cake. High wall friction angles lead to small active earth pressures and high passive earth pressures, resulting in smaller wall dimensions (embedment depth, wall thickness, reinforcement grade, anchor forces, ...). To design the diaphragm wall safely and economically a realistic estimation of the wall friction angle is necessary.

There is still a debate about which wall friction angle can be used in the design of diaphragm walls because the effect of the filter cake formation on the wall friction angle is not well understood. The influence of properties of the bentonite suspension, of the soil conditions, and of the construction process (e.g. regeneration, opening time) on the characteristics of the interface between soil and diaphragm wall including filter cake and therefore on the wall friction angle is not clear. Within this contribution the state of the art, mainly based on experience collected in Germany, is reported. Furthermore, results from site investigations and laboratory tests are presented and discussed with respect to influences of the construction process on the characteristics of the soil diaphragm wall interface and filter cake formation and finally on the wall friction angle, which could be applied in the design.

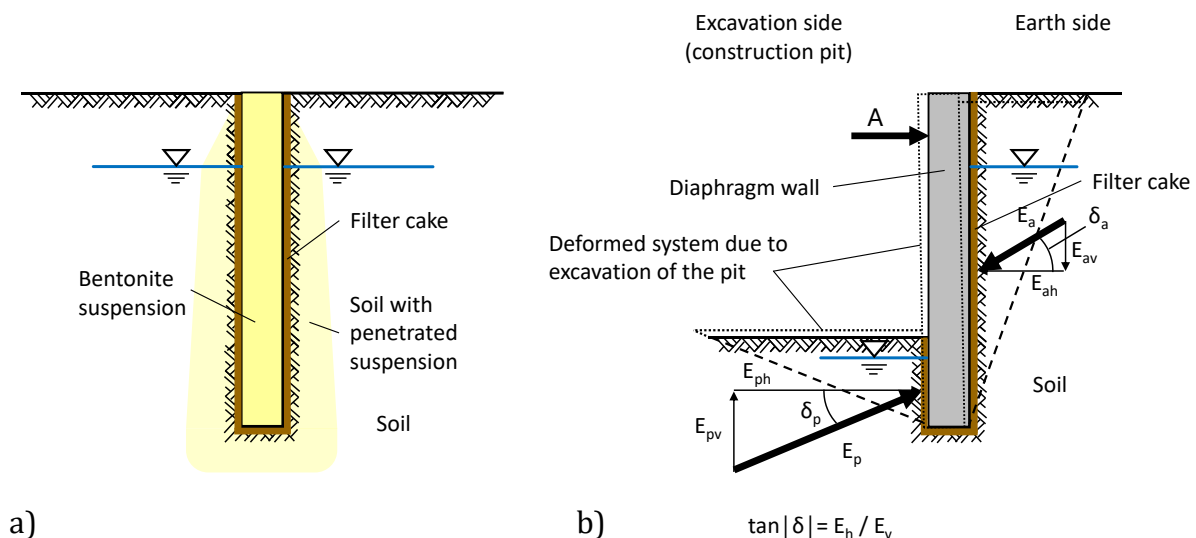


Figure 1: Filter cake location and wall friction angle at diaphragm walls a) open trench supported by bentonite suspension and b) hardened diaphragm wall after excavation of construction pit; simplified cross sections

2. State of the Art

2.1 Wall friction angle

When the diaphragm wall technique became popular in the 1950s it was assumed that the filter cake is formed from pure bentonite and due to this the wall friction angle was set to zero. As Weiß (1965) discussed, this led often to the fact, that the execution of a diaphragm wall became uneconomical compared to other types of retaining walls. In a specific construction project, it became clear that at least a wall friction angle of $|\delta| \geq \frac{1}{2} \varphi$ was required in the structural analysis to construct the diaphragm wall economically. Due to this, large-scale shear tests have been performed on a construction site in Munich (Weiß 1965). For this a formwork of 1 m in width, 2 m in length and 0.2 m in height was placed on a filling of compacted sandy gravel ($d_{10} = 0.3$ mm, $d_{60} = 9.5$ mm, $d_{\max} = 50$ mm). The soil surface covered by the formwork was roughened first. Then the formwork was filled with a bentonite suspension ($g = 45$ kg/m³ (45 kg Bentonite per 1 m³ of suspension), yield stress $\tau_f = 30$ N/m²). The suspension was allowed to penetrate the filling and to form a filter cake. After a certain time, the suspension was displaced by a fresh concrete (aggregate size 0 – 30 mm, $w/z = 0.45$, slump measured in flow table test 470 mm). The concrete was poured on one side of the formwork, and the suspension was pushed horizontally outwards the formwork by the flowing concrete. After hardening of the concrete, the plates were loaded vertically and after some time sheared in horizontal direction by hydraulic jacks. Four tests have been performed, one (test 1) without suspension, and three with suspension with short (10 min, test 2), medium (24 h, test 3) and long (120 h, test 4) time between filling the formwork with suspension and starting to pour the concrete (penetration time).

After the shear tests the concrete plates were lifted off the soil. In case without suspension, a soil layer stuck to the lower surface of the concrete plate with a thickness of about 20 cm to 30 cm. It is reported that within this zone the soil was penetrated by a cement slurry, which originates from the fresh concrete, and with hardening of this slurry the soil was solidified. The shearing occurred below that zone within the soil and not between concrete plate and soil. For test 2 with 10 min penetration time more soil stuck to the underside of the concrete plate. It is mentioned that a mixture of bentonite, cement and water penetrated the soil and lead to a solidification, whereas related soil became stronger than in test 1. Sliding occurred in the soil below the solidified soil zone. Lifting the plate of test 3 with 2 days penetration time some soil stuck to the underside of the concrete plate. The area which was covered by the soil was smaller than the surface of the plate and the soil layer was thinner than in the previous tests. A 1 cm thick filter cake consisting of bentonite, cement and water was observed between soil and concrete. The material was clayey and solidified by cement. In some parts the filter cake remained on the soil, while in other parts it stuck to the concrete plate. In test 4 with 5 days penetration

time the filter cake consisting of bentonite, cement and water was about 1 cm to 3 cm thick. More parts of that layer remained on the soil after lifting the concrete plate compared to test 3, but most of this layer stuck to the concrete plate together with some soil. In these last two tests it is not clear whether the sliding occurred close to the concrete plate in the layer consisting of bentonite, cement and water or in the soil below. In all tests derived wall friction angles (arctan of applied shear stress at failure divided by normal stress) were above 30° . The lowest friction angle was measured in test 4 with 33° .

It was concluded from the tests, that the wall friction angle between a diaphragm wall and non-cohesive soil can be assumed to $|\delta| = \frac{1}{2} \varphi$. For times between beginning of excavation and beginning of pouring the concrete (opening time) above 2 days the filter cake remaining between the concrete and the soil becomes thicker and softer and leads to a reduction of the wall friction angle. Later these findings motivated the limitation of wall friction angle in DIN 4126 to $|\delta| = \frac{1}{2} \varphi$ for opening times up to 30 h without any additional investigations and $|\delta| = 0$ for opening times above 30 h for sandy and gravelly soils (DIN 4126 1986, DIN 4126 2014). The limitation to $|\delta| = \frac{1}{2} \varphi$ was also adopted to recommendations on excavations (Weißenbach 1972, EAB 1980, 1988, 1994, 2006).

Arwanitaki (2007, 2009) investigated the interface between soil and diaphragm wall on four construction sites. Investigations have been performed in depths of sand layers with main grain sizes between 0.1 mm and 1 mm (three cases). In one case investigations were carried out in a depth of a gravel with grain sizes between 0.1 mm and 60 mm. During the excavation of the construction pits the interface was inspected visually. In cases of the sands a continuous filter cake was found of a few mm thickness up to 30 mm. In case of the gravel the filter cake thickness varied from 1 mm to 30 mm. Pebbles were embedded in the discontinuous filter cake with direct contact to the wall. In all cases samples were taken from the filter cake and grain size distributions were determined. The grain size distributions of all filter cakes were well graded showing grain sizes from 0.001 to 1 mm. No cement particles and no strengthening, which could be related to the influence of cement, of the soil close to the interface or of the filter cake were observed.

The amount of filter cake material that has been sampled at the sites was not large enough to prepare samples for shear tests. Due to this, artificial filter cake material was produced showing the same grain size distributions as the material from the site. Bentonite content was defined in a way that the amount of fines was fitted well (5 to 10 % for sands and 17 % for gravel). Normally consolidated shear tests were performed and friction angles φ_s' of 29.6° to 32.6° were determined.

Arwanitaki (2009) argued, that during the excavation of the trench grains of the soil are distributed within the bentonite slurry. While grains with diameters larger 1 mm or 2 mm are sinking, smaller grains are held in position by the yield stress of the bentonite suspension. These particles, called upload, are transported to the side walls (contact surface) of the trench by the horizontal flow of the suspension into the pore space of the soil. By this not only bentonite particles but also the grains of the upload are filtrated and forming the

filter cake. Due to this, in the investigated cases the filter cake consists mainly of particles from the soils which are present along the depth of the trench and partly of bentonite particles. The particles of the upload form a grain skeleton in the filter cake causing a shear strength of the filter cake which is much higher compared to a material composed of bentonite and water only. Based on this and some additional investigations, Arwanitaki (2009) recommended to assume the wall friction angle of diaphragm walls in non-cohesive soils between $|\delta| = 25^\circ$ and $|\delta| = 30^\circ$.

While Arwanitaki (2009) identified the influence of the upload on the wall friction angle, a fact which was not captured by the work of Weiß (1965), the influence of the opening time (time from the beginning of the excavation of the trench to the beginning of concreting, where the trench is supported by the bentonite suspension) was not investigated. For this König & Schröder (2015) performed additional field and laboratory studies on diaphragm wall panels executed with 16 h and 70 h opening times. Visual inspection of the interface was performed, and filter cake samples were taken in a depth of a gravel (grain sizes of 0.01 mm to 40 mm and 0.07 mm to 40 mm) and in a depth where slightly cemented sand (grain sizes of 0.001 mm to 1 mm) was present. In agreement with Arwanitaki (2009) no continuous filter cake was found in the depth of the gravel, whereas a continuous filter cake was observed in the sand strata. The thickness of this filter cake was about 8 mm for the panel with 16 h opening time and 10 mm to 16 mm for the panel with 70 h opening time. The grain size distributions of all filter cakes were well-graded and showed grain sizes of 0.001 mm to 0.5 mm, also in depths of the gravel with grain sizes of 0.07 mm to 40 mm. That means that particles below 1 mm grain size were transferred into the bentonite suspension during the excavation process (upload) and were suspended and distributed along the depth of the trench (that means particles originated from deeper sand layers were also present in the suspension at lower depths). When the suspension penetrates the pore space of the soil the particles are filtrated at the surface and form the filter cake consisting mainly of these particles from the upload and to a smaller part from bentonite. The opening time influenced the thickness of the filter cake but not the composition. In both cases, short and long opening time, a grain skeleton of particles from the soils leads to a filter cake which can transfer shear stresses as discussed by Arwanitaki (2009).

König & Schanz (2015) reported investigations performed on 11 construction sites. The grain sizes of all soil layers from soil surface to the toe of the diaphragm walls were documented and the grain sizes of the filter cakes taken in a depth of one layer or in some cases taken in different depths and therefore from different soil layers were listed. It is concluded that the grain size distribution of the filter cake at one panel taken in one depth does not depend on the grain size distribution of the soil present in the depth the filter cake sample was taken but on the average grain size distribution of all excavated soil layers. Thereby a relatively thin layer composed of fine-grained soil (mainly silt) may lead to

a relatively high content of fine particles in the filter cake, because these particles are well suspended in the support fluid.

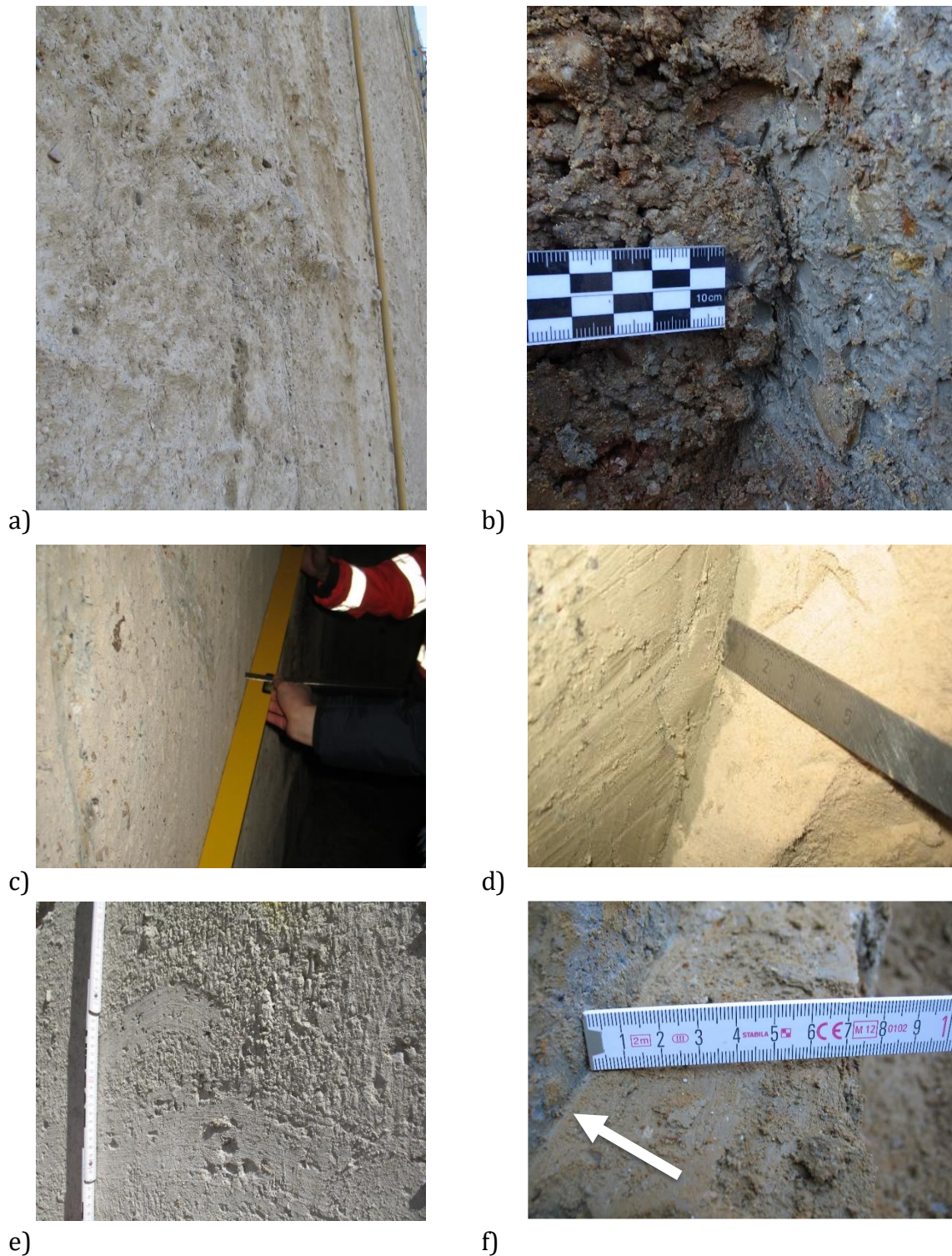


Figure 2: Wall roughness (left side) and interface soil, filter cake diaphragm wall (right side) observed on different construction sites with a) coarse soil, b) sandy soil, c) fine-grained soil (modified from König & Schröder, 2017)

König & Schröder (2017) described the characteristics of the interface soil, filter cake and diaphragm wall observed in coarse soils, in sand and coarse silt, and in fine grained soils. For coarse soils (e.g. gravel, $d_{30} \geq 1 \text{ mm}$, $d_{60} \geq 10 \text{ mm}$) the surface of the diaphragm wall is rough (Fig. 2a). Defining a roughness R as difference of a highest to lowest point along a distance of 15 cm, typical R -values are between 10 mm and 20 mm. No continuous filter cake forms (Fig. 2b), and thickness varies between 0 and a few centimetres along distances of about 20 cm. Pebbles are embedded in the filter cake and some of them have direct contact to the concrete of the diaphragm wall. These findings agree well with the observation of Arwanitaki (2009). The shear behaviour of such an interface will be discussed later, but it depends on the wall roughness, filter cake thickness and composition and position of pebbles.

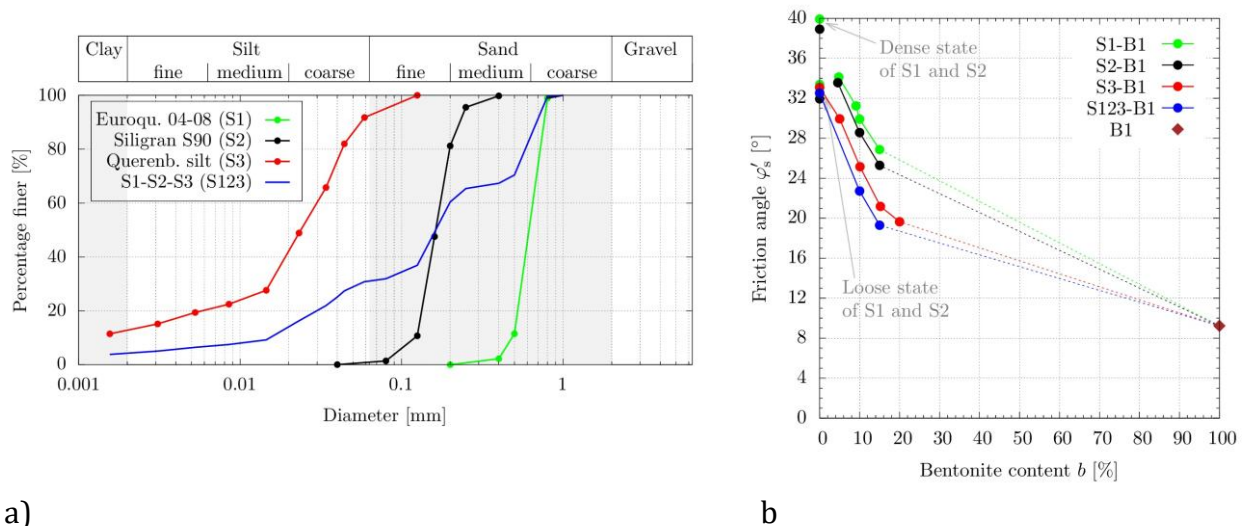
For sandy and silty soils wall roughness R over a length of 15 cm is below 10 mm (Fig. 2c). Continuous filter cakes develop with thickness of 5 mm to 15 mm (König & Schröder 2017, Fig. 2d). Actual investigations show thicknesses up to 40 mm. In most of the cases the thickness of the filter cake exceeds the wall roughness. Shear strength of the interface depends mainly on the composition of the filter cake, which will be discussed later.

For fine-grained soils with permeability below $1 \cdot 10^{-7} \text{ m/s}$ no visible filter cake forms. Often only a thin film ($< 3 \text{ mm}$) is visible. Wall roughness is generally small but in relation to the thickness of the filter cake large (Fig. 2e and f). A direct contact of the soil to the wall can be assumed.

In accordance with these findings EAB (2021) mentioned a wall friction angle $|\delta| > \frac{1}{2} \varphi$ can be assumed if (i) filter cake formation can be avoided, (ii) a rough wall surface can be achieved, (iii) a grain skeleton of particles from the soils leads to a certain shear strength of the filter cake.

While Arwanitaki (2009) estimated the bentonite content b (mass of bentonite related to dry mass of the filter cake) in the filter cake from the grain size distribution, assuming that very fine particles are bentonite particles, von Blumental et al. (2020) presented a method to detect the bentonite content of the filter cake by measuring the cation exchange capacity (CEC) of the material. The assumption is, that the CEC of the bentonite is very high and is known. The CEC of many natural soils like gravel, sand and often silt is 0 or very close to zero. The CEC of the filter cake depends linearly on the bentonite content b and should be between 0 for $b = 0$ and the value of the pure bentonite for $b = 100 \%$. If the soil, where the diaphragm wall is installed, shows a significant CEC but is homogenous with depth, this can be considered in the interpolation. If the soil consists of several layers and some soils show a significant CEC while others not, interpretation of results is more difficult. Soil particles with significant CEC are suspended in the bentonite suspension and distributed in the trench along the entire depth. These particles will remain in the filter cake and will be wrongly detected as bentonite. However, without considering the CEC of the soil, bentonite content of the filter cake will be overestimated.

As described above, for sandy and silty soils a continuous filter cake develops with a thickness exceeding the soil roughness. In this case the wall friction angle is mainly determined by the shear strength of the filter cake material. As discussed, the filter cake material is composed of soil grains and bentonite particles. It stands to reason that the bentonite content is the main factor determining the shear strength. Verst et al. (2022) presented data from direct shear tests on artificially composed filter cake materials with different bentonite content b (0 % (pure quartz materials), 5 %, 10 %, 15 % and 20 %). The filter cake materials were mixed from quartz materials (base material) with different grain size distribution (from sand to silt fraction, Fig. 3a), bentonite and water. Water content was at about 1.2 times the liquid limit. The paste was filled into the shear box and consolidated under constant vertical stress before shearing at low displacement rate started. The results show a clear dependence of the shear strength on the bentonite content (Fig. 3b). Increasing the bentonite content from 0 % to 20 %, the friction angle decreased by about 16° with respect to the friction angle of the quartz material without bentonite. If the bentonite content of the filter cake is known or can be estimated, the friction angle of the filter cake material could be predicted. The friction angle of the filter cake material gives a lower bound of the wall friction angle because some effects like wall roughness and large surface area of the diaphragm wall related to thin filter cake layer are not considered.



a) b)
Figure 3: Direct shear tests on normally consolidated artificial filter cake material with different bentonite content. Grain size distribution curves of base materials (a) and friction angle depending on bentonite content (b) (modified from Verst et al. 2022)

2.2 Mechanisms of filter cake formation

Mechanisms of filter cake formation are strongly connected to the interaction of the bentonite suspension and the soil and the transfer of hydrostatic fluid pressure of the bentonite suspension to the grain skeleton of the soil (effective stress). They are controlled by the rheology of the bentonite suspension, the grain sizes of the solids in the bentonite

suspension (bentonite and upload) and by the characteristics of the soil (mainly the geometry of the pore space often represented by the grain size distribution). Basic mechanisms are described by e.g. Walz (1989) and Müller-Kirchenbauer et al. (1994).

Case A: For coarse soils where pores are large in relation to the particles within the bentonite suspension a bulk flow of the suspension is expected. The suspension including the solid particles penetrates the soil up to a certain depth. Shear stresses in the magnitude of the yield stress of the suspension are acting between the penetrating suspension and the grain surfaces of the soil and an equilibrium between the shear stresses integrated along the penetration depth and the hydrostatic fluid pressure will be reached. The infiltration depth is controlled by the rheological properties of the suspension, only.

Case B: For less coarse soils some particles suspended in the bentonite suspension of medium size can enter the pores of the soil, but their movement is blocked in narrow channels between pores. At first, finer particles of the suspension may penetrate deeper into the soil, while larger particles are filtrated at the contact surface of the suspension and the soil forming a filter cake. With time the pore space of the soil is filled with blocked particles of medium size, so that also finer particles are no longer able to path the blocked pores. As a consequence, an inner filter cake develops and the suspension stops penetrating.

Case C: For finer soils nearly no particles of the bentonite suspension can penetrate the pores of the soil. The particles are filtrated at the contact surface of the suspension and the soil forming a filter cake. The pores of the soil are blocked. The filter cake and the blocked soil surface (contact surface) form a zone with low permeability. For very fine soils only the blocking of the contact surface occurs. Due to the low permeability of these soils, no significant flow of water from the suspension into the soil occurs and no filter cake forms which agrees with the observations on construction sites as described above (Fig. 2f).

In cases A and B the bentonite suspension stops penetrating, but still water from the suspension is flowing through the penetrated zone within the soil. Due to this a filter cake develops with time, but the growing rate decreases with time. For coarse soils this filter cake is discontinuous, while it is continuous for silty and sandy soils as observed on several construction sites (Fig. 2b). However, there are no clear borders between the cases and depending on the grain size distributions of the solids in the bentonite suspension and of the soil combined mechanisms may occur.

The penetration and filtration process of bentonite suspension in soil was studied by Karstedt & Ruppert (1980). The aim of their work was to find a method to predict the penetration depth of a bentonite suspension without additional soil particles (no upload) in a non-cohesive soil. For this they performed infiltration tests similar to the set-up shown in Fig. 4 (e.g. different dimensions). The device consists of a lower and an upper cylinder. At the bottom of the lower cylinder a filter plate is installed and connected to an outlet. First the lower cylinder is filled with soil and the soil is saturated. Then the upper

cylinder is filled with bentonite suspension. An air pressure is applied to the bentonite suspension, and a valve is opened at the outlet of the lower cylinder. The suspension penetrates the soil and displaces the water. The mass of discharged water is measured. The penetration depth can be observed visually but also be calculated from the volume of discharged water when the void ratio of the soil is known. A pressure gradient f_{s0} is calculated by dividing the known pressure p which is applied to the suspension by the measured penetration depth s ($f_{s0} = p / s$). Varying the yield stress τ_f of the suspension and the d_{10} of the soil a linear relationship was detected between the pressure gradient f_{s0} and the ratio τ_f / d_{10} . This means that with increasing τ_f / d_{10} the pressure gradient f_{s0} is increasing. However, the effect of soil particles suspended in the bentonite suspension during the excavation process is not considered in these investigations. In a different test set up, Arwanataki (2009) showed that soil particles suspended in the bentonite suspension influence the penetration depth and the filter cake formation.

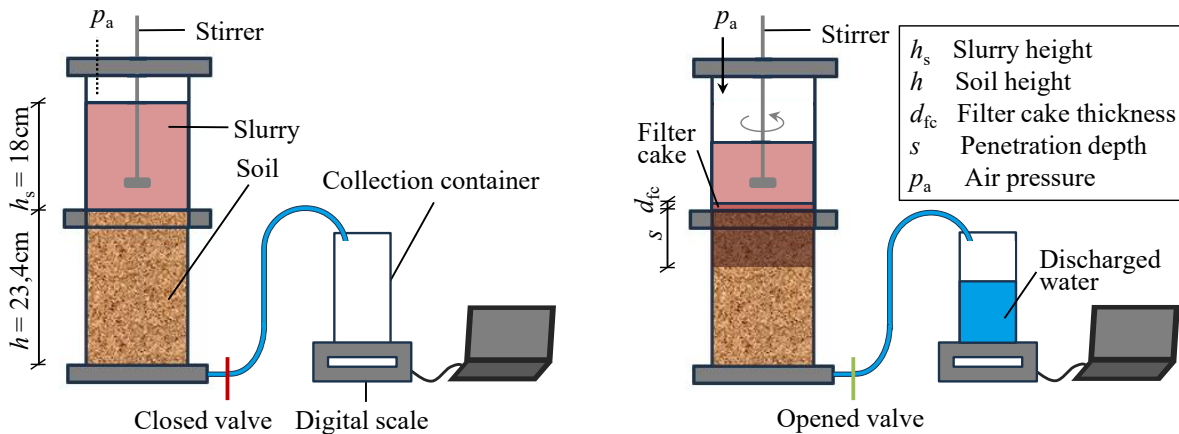


Figure 4: Test set up for infiltration tests of a fluid into soil based on Müller-Kirchenbauer (1972) and used by Karstedt & Ruppert (1980)

Lin et al. (2023) performed infiltration tests varying the grain size of the soil particles suspended in the bentonite suspension. Results show that water discharge is depending on the grain size distribution of the particles suspended in the bentonite suspension. Very small particles penetrate deep into the soil, while large particles are filtrated at the soil surface.

3. Observations on site

3.1 Procedure

To observe the interface between soil and diaphragm wall including filter cake and to take filter cake samples the construction site must be visited when excavation of the pit in front of the diaphragm wall is running. At one panel investigations can be carried out in one depth. To investigate the interface at different depths for one panel several visits are necessary. For larger construction pits observations at different panels in different depths may be possible depending on the excavation process.

Before the visit suited panels and excavation depths are determined from the geotechnical report and installation records of the diaphragm wall panels. The date of the visit is coordinated with the construction management. At that date excavation reached either a level about a meter above the target depth or a level about 1 m below target depth. In the first case a pit is excavated keeping about 0.5 m of soil in front of the wall. In the second case a slope remains in front of the wall. In both cases a soil sample at target depth (nearby soil) is taken which is not influenced by the construction process and the bentonite suspension. Then soil is removed step by step in direction of the wall till filter cake is recognized. Filter cake thickness is measured at different locations and filter cake samples are taken. Metal rings with defined diameter and height are pushed into the filter cake and carefully removed to get wet mass (measured at the site) and volume (known from ring dimensions) for the determination of wet density. Material is stored for a later determination of water content.

The filter cake is removed, and wall roughness is measured by a profile gauge over a length of about 15 cm. In addition, at a location of the panel where the wall surface has been cleaned, wall roughness can be measured along a length of about one meter using e.g. a spirit level.

In the laboratory water content and dry density of the filter cake are determined from the ring sample. Grain size distributions are determined for the nearby soil and the filter cake. In addition, CEC of the nearby soil and the filter cake is measured, and bentonite content b of the filter cake is derived by the method described by von Blumenthal et al. (2020).

3.2 Construction sites

Within this paper results are presented from investigations on two construction sites. Diaphragm walls with depth close to 40 m were installed by grab on site A in gravelly sands and sandy gravels (upper 15 m to 25 m) which are underlain by silty and clayey fine and medium sized sands. The time from the beginning of excavation to the beginning of concreting (opening time) of one trench was between 50 and 350 h. Bentonite suspension with $g = 50 \text{ kg/m}^3$ was used. Yield stress was measured by ball harp to $\tau_f = 15 \text{ N/m}^2$ to 17

N/m². Investigations have been carried out at depths of 2.5 m to 10 m in the upper soil stratum at 10 different panels and at some panels in two or three different depths, in total at 16 locations.

On site B 30 m to 35 m deep diaphragm walls were installed in (upper 15 m) fine to coarse sands, sometimes gravelly, underlain by till. Opening times were between 75 h and 145 h. Bentonite suspension was prepared with $g = 54 \text{ kg/m}^3$. Yield stress was measured in the range of $\tau_f = 12 \text{ N/m}^2$ to 17 N/m^2 . Two panels were investigated in depths of about 4 m to 5 m, two locations each.

3.3 Test results from site investigations

On construction site A two typical situations were observed. In depths with sandy, less gravelly soil continuous filter cake thicknesses between 10 mm and 20 mm, in a few cases up to 40 mm and in one case up to 55 mm were detected. In more gravelly soils filter cakes were discontinuous and pebbles were embedded in the filter cake with direct contact to the wall. Soil conditions changed within a few decimetres and because of that interface characteristics, too. No correlation between filter cake thickness and opening time could be proven.

On construction site B 5 mm to 10 mm thick filter cakes were observed at the panel with opening time of 75 h and 10 to 20 mm at the panel with 145 h opening time.

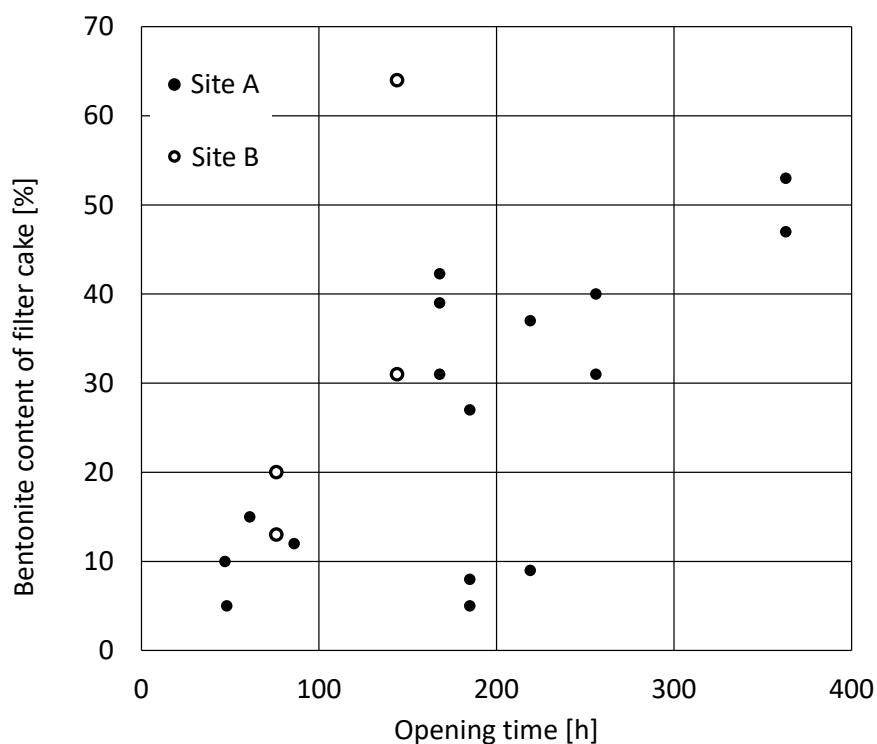


Figure 5: Bentonite content in the filter cake versus opening time measured at different panels of the two investigated construction sides

Figure 5 shows the measured bentonite content versus the opening time. There is a scattering in the data but the tendency can be read that with increasing opening time bentonite content is increasing. However, it will be shown in the following that opening time seems to be not the decisive parameter.

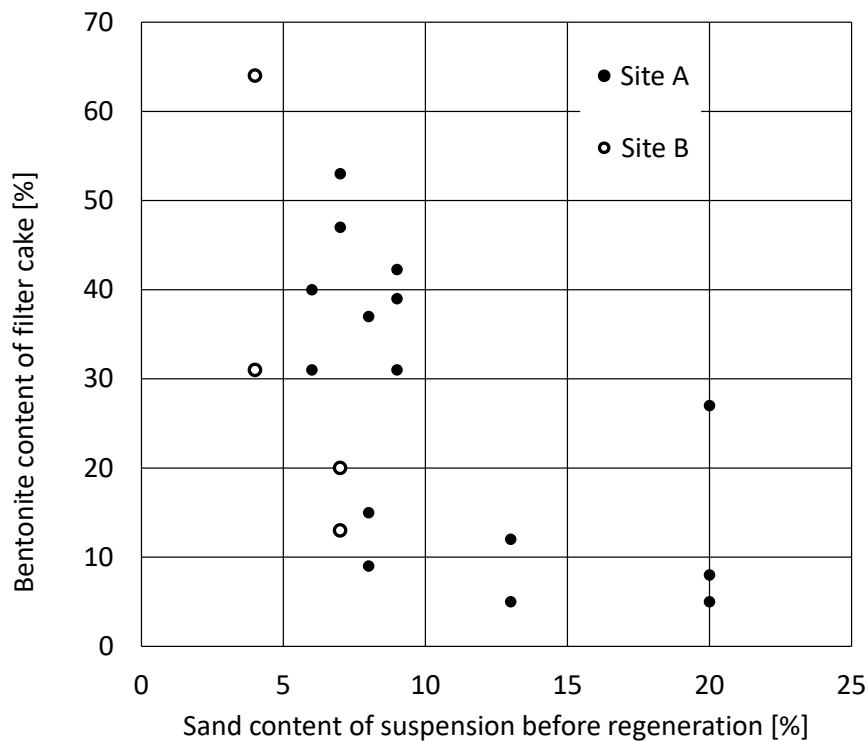


Figure 6: Bentonite content in the filter cake depending on the sand content of the bentonite suspension during excavation of the trench (before regeneration) measured at different panels of the two investigated construction sites

Figure 6 shows the measured bentonite content of the filter cake depending on the sand content measured in the suspension during the excavation of the trench (before regeneration). It is obvious, that lower sand content sc in the suspension is linked to higher bentonite content b in the filter cake. It can be assumed that the sand content is a measure of the mass of soil grains distributed in the suspension and therefore a measure for the relation of dry mass of bentonite $m_{d,bentonite}$ to dry mass of solid particles in the suspension (bentonite and upload) $b_{susp} = m_{d,bentonite} / (m_{d,bentonite} + m_{d,upload})$. As filter cake is formed from all particles distributed in the suspension, higher b_{susp} (means lower sc) leads to higher bentonite content b in the filter cake.

Between 5 % and 10 % sand content the bentonite content shows a large variation. To explain this, Figure 7 displays the relationship between the measured bentonite content of the filter cake and the time after regeneration and before concreting during which the trench was supported by the regenerated suspension with sand content below 0.75 %. It

is obvious that with increasing time between regeneration and concreting bentonite content in the filter cake increases. The data sets in Figure 6 with sand contents between 5 % and 10 % showing bentonite contents above 30 % are related to panels with time after regeneration to beginning of concreting of more than 100 h. Filter cake is still growing after regeneration. However, the rate of increase of the filter cake thickness is small compared to filter cake growing before regeneration, because the amount of solids in the suspension is reduced, but there are still bentonite particles which are filtrated and lead to the growing of the filter cake and indeed to an increase of bentonite content. If the time after regeneration and before concreting gets long, e.g. 100 h or more, this causes a higher bentonite content in the filter cake. So, the trend of Figure 5, suggesting increasing bentonite content with increasing opening time, is misleading. Long time after regeneration and before concreting also leads to long opening times, which causes the trend in Figure 5. However, for a long opening time with a long phase before regeneration and with sufficient sand content in that phase followed by a short phase between regeneration and beginning of concreting, a lower bentonite content in the filter cake is expected. This must be proven by additional investigations.

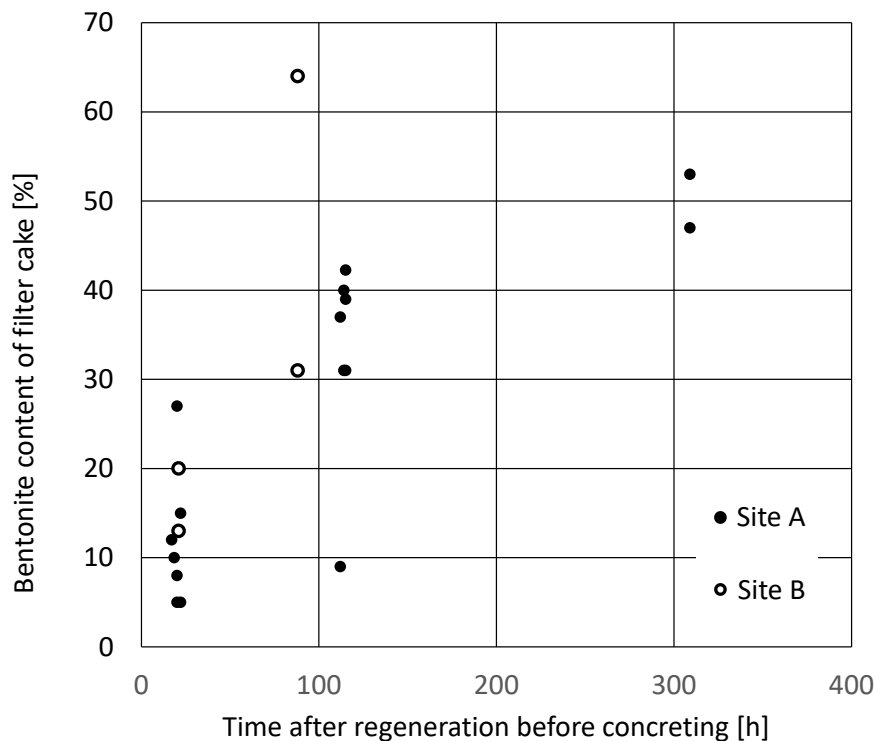


Figure 7: Bentonite content in the filter cake versus time between end of regeneration and beginning of concreting measured at different panels of the two investigated construction sites

Figure 6 displays that for sand contents above 10 % bentonite content in the filter cake can be expected to be less than 20 %. From Figure 3b it can be read that for such sand contents the friction angle of the filter cake material is above 20° . For sand contents below 5 % bentonite content in the filter cake may exceed 30 % up to 60 % (Figure 6) which relates to much smaller friction angles of the filter cake material (Figure 3b).

It is concluded that higher sand content and short time between end of regeneration and beginning of concreting leads to lower bentonite contents in the filter cake and therefore higher friction angles of the filter cake material and higher wall friction angles which can be assumed for the design of the diaphragm wall.

4. Laboratory tests

4.1 Infiltration tests

4.1.1 Test program

Infiltration tests following the set-up shown in Figure 4 have been performed. A soil with grain sizes between 0.1 mm and 0.5 mm was used (Figure 8). Bentonite suspensions were prepared with 45 g Bentonite per litre water. Before opening the valve at the outlet an air pressure of 0.5 bar was applied on the surface of the bentonite suspension. After opening the mass of discharged water was measured continuously for 24 h.

Three tests were conducted, (i) one without upload, (ii) one with upload with grain sizes of 0.06 mm to 0.3 mm ($d_{50} = 0.147$ mm) and (iii) one with upload with grain sizes of 0.001 mm to 0.3 mm ($d_{50} = 0.097$ mm) (Figure 8).

4.1.2 Test results

Figure 9 shows the measured mass of discharged water after 24 h depending on the average grain size of the upload d_{50} . For the tests without upload (i) and with the coarse upload (ii) the mass of discharged water was above 11 g / cm^2 (g water per cm^2 cross section of the soil sample). Assuming the soil sample was saturated at the beginning of the test and knowing the cross section of the sample and the void ratio, the penetration depth can be calculated from the mass of discharged water. 11 g / cm^2 discharged water corresponds to a penetration depth of more than 23.4 cm which corresponds to the height of the sample. In these two cases the suspension penetrated to the bottom of the sample and was stopped by the filter which is installed in the bottom plate of the cell. In case (i, Figure 10 left side) the suspension with bentonite particles (bulk flow) past the soil sample and bentonite particles were detected in discharged water. In case (ii, Figure 10 centre) a thick filter cake forms (13 mm compared to (i) 6 mm and (iii) 9.5 mm) consisting of the coarse particles from the upload which could obviously not penetrate the pores of the soil and bentonite.

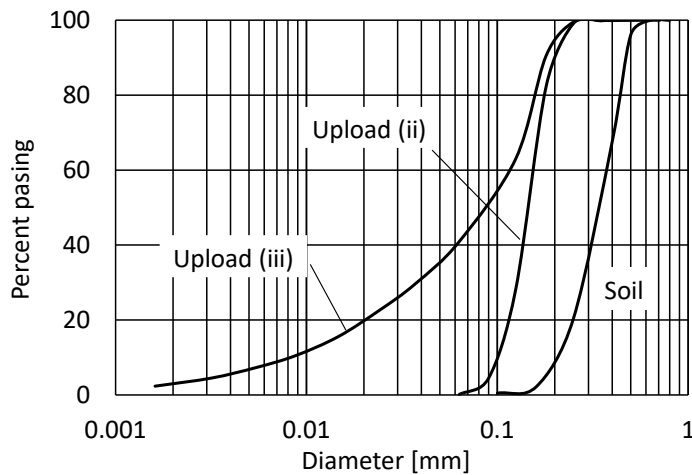


Figure 8: Grain size distributions of the soil and the uploads used in the filtration tests

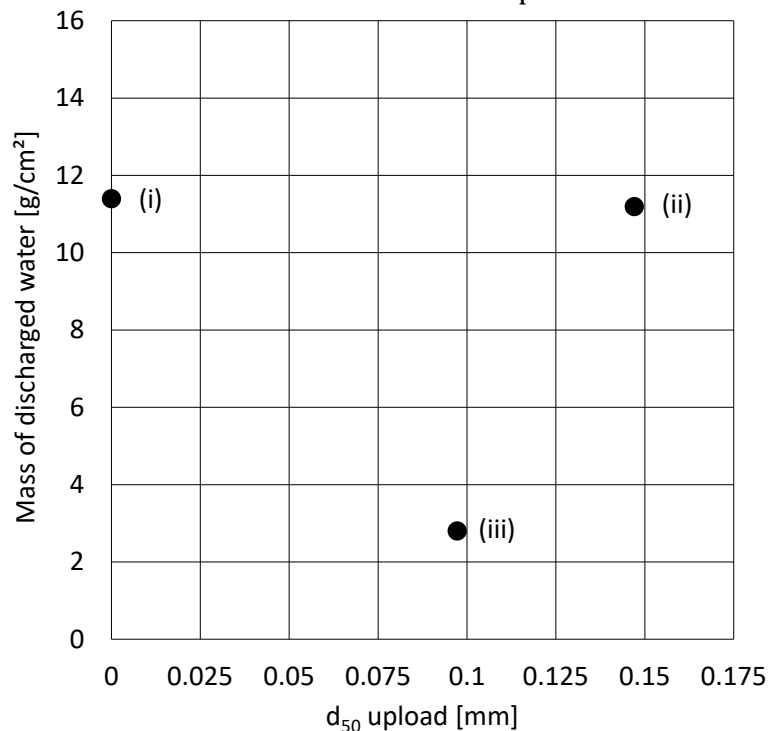


Figure 9: Mass of discharged water depending on average grain size d_{50} of the upload

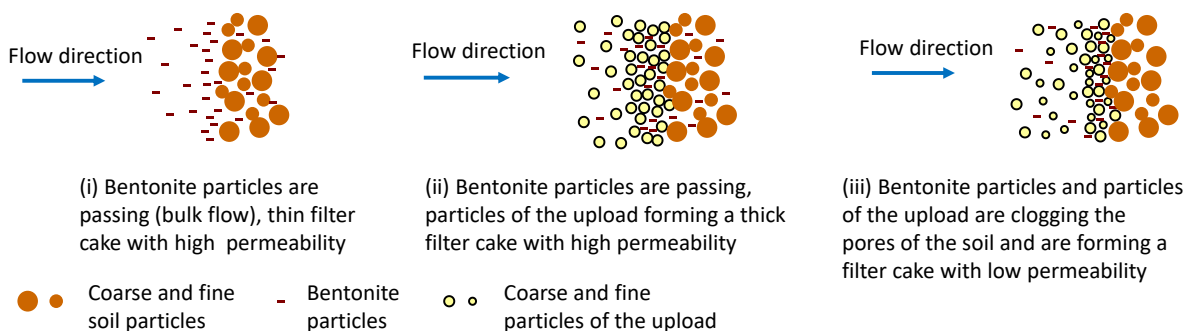


Figure 10: Interaction of bentonite suspension and soil in case of (i) no upload, (ii) upload with coarse particles, (iii) upload with coarse and fine particles

After the test bentonite content of particles of the soil with $d < 0.125$ mm was determined along the depth of the sample. In cases (i) and (ii) bentonite content was high along the entire depth of the sample. This confirms that bentonite particles penetrated the soil in both cases and passed the filter cake in case (ii).

However, in case (iii) with an upload consisting also of fine particles the mass of discharged water was about $3 \text{ g} / \text{cm}^2$. Bentonite content in the soil (particles with $d < 0.125$ mm) was neglectable except close to the soil surface. Both findings indicate that a zone with low permeability developed at the contact surface of soil and suspension (blocking of pores of the soil) and on that surface (filter cake formation). Particles of the upload and the bentonite clogged the pores of the soil immediately (Figure 10 right side).

The test results make clear, that the upload of the bentonite suspension has a significant influence on the penetration of the suspension, the filter cake formation and the transfer of fluid pressure to effective stress. Systematic tests must be performed to figure out the influence of grain size, coefficient of uniformity and amount of upload on the penetration behaviour in a specific soil.

4.2 Shear tests

4.2.1 Experimental set-up and procedure

Direct shear tests were performed on the shear strength of the interface of a rough concrete surface, filter cake and soil (Figure 11).

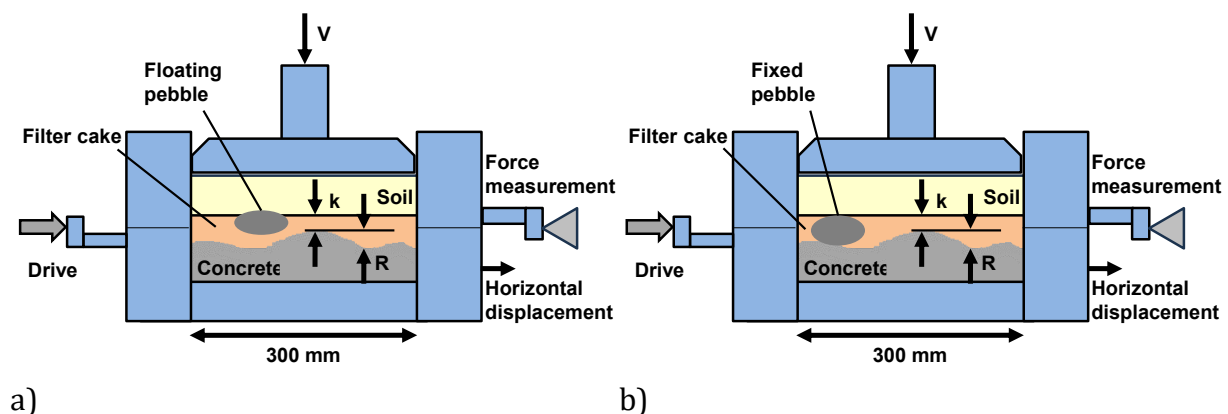


Figure 11: Direct shear tests on concrete – filter cake soil interface with a) floating pebbles and b) fixed pebbles

A direct shear device with sample dimensions of 300 mm by 300 mm in length and width was used. In the lower shear frame a concrete plate was placed with defined roughness. Roughness is described by the parameter R giving the largest difference between peak and valley of the plate surface. On the concrete plate an artificial filter cake material was smeared. This material was mixed from bentonite, upload and water creating a paste with

a water content about 1.2 times the liquid limit. On top of the filter cake a soil was poured and a load plate was added. A vertical stress of $\sigma = 40$ kPa was applied and the sample consolidated. The position of the concrete plate (adjustment in height) and the initial thickness of the filter cake layer were chosen in a way that after consolidation half of the filter cake was in the lower shear frame and the other half in the upper shear frame. After consolidation the sample was sheared at low displacement rate to ensure drained conditions.

4.2.2 Test program

In the tests an interface of concrete, filter cake and soil was reproduced which represents an interface which develops in gravelly soils as shown in Figure 2b. Two concrete plates with rough surface were used, one with $R = 28$ mm and one with $R = 11$ mm. Filter cake material was composed of 36 % bentonite and 64 % of sand and gravel of grain sizes from 0.01 mm to 8 mm ($R = 28$ mm) or to 2 mm ($R = 11$ mm). Soil added on the filter cake was a gravelly sand.

Filter cake thickness is hard to define when roughness of the concrete surface is significant. Due to this a parameter k is used describing the thickness of the filter cake between the highest peak of the concrete plate and the upper surface of the filter cake layer (Figure 11). k is negative, if peaks of the concrete plates are penetrating into the soil.

As described above (Figure 2b and comment to that), for coarse grained soils pebbles may be embedded in the filter cake, sometimes with direct contact to the wall and the soil. To capture the effect of such pebbles some tests were conducted with pebbles, which were deliberately included in the filter cake. Two scenarios were simulated. First, the pebbles were floating, which means that they are either in contact with the soil (Figure 11a) or with the concrete plate, but they do not bridge the filter cake. Second, pebbles were fixed, which means, the pebbles are in contact with both, soil and concrete plate (Figure 11b). In the tests horizontal displacement is applied (constant shear rate) and shear force is measured. Shear stress is calculated dividing the shear force by the cross section of the sample (300 mm x 300 mm). Maximum shear stress $\max \tau$ is evaluated and assuming normally consolidated conditions wall friction angle δ is calculated as $\delta = \max \tau / \sigma$.

4.2.3 Test results

In Table 1 the measured wall friction angle δ is listed together with wall roughness, parameter k and position of pebbles. For negative k values the wall friction angle increases significantly with decreasing k . With decreasing k the surface area where the concrete is in direct contact with the soil is increasing which causes the increase in wall friction angle. This agrees well with the findings of Lam et al. (2014). For positive k values the wall friction angle is nearly constant, not influenced by the magnitude of k . Of course, tests with positive k have been performed with concrete plate with smaller roughness compared to

the tests with negative k , but it is assumed that the tendency (δ independent of k for positive k) is also valid for larger roughness. This will be proven by further tests.

The influence of floating pebbles on the wall friction angles is minor. They are moving either with the soil or with the concrete plate but do not contribute to the shear strength. In contrast, fixed pebbles cause a significant increase of the wall friction angle. They act like additional peaks of the concrete plate increasing the roughness.

Table 1: Results of shear tests with different roughness and parameter k

Roughness	k	Pebbles	δ
mm	mm		°
28	-10.8	no	31
28	-7.2	no	25
28	-6.7	no	23
28	-1.2	no	16
11	4.7	no	16
11	5.0	no	19
11	4.2	floating	21
11	9.2	floating	18
28	-6.3	fixed	35
11	4.1	fixed	28

5. Summary

It is still under discussion which wall friction angle can be applied in the design of diaphragm walls executed with bentonite suspension because of the effect of the filter cake. The filter cake may develop during the time the trench is supported by the bentonite suspension and remains after concreting between the wall and the soil. The shear strength of the filter cake and the influence of wall roughness on the wall friction angle are difficult to estimate.

Within this paper the state of the art concerning the characteristics and the shear strength of the interface soil, filter cake and diaphragm wall is reported. From that it is clear that the bentonite suspension is loaded up by soil particles during the excavation process, and these particles together with the bentonite particles form the filter cake. The main part of the filter cake are soil particles and minor part are bentonite particles. Shear tests on artificial filter cake material show that the bentonite content in the filter cake determines the shear strength of the filter cake material.

Presented site investigations demonstrate that a higher content of upload (means lower bentonite content) of the bentonite suspensions leads to a lower bentonite content in the

filter cake. In addition, a short period between regeneration and beginning of concreting is conducive to keeping bentonite content in the filter cake small. This is equally valid for short and long opening times.

Infiltration tests demonstrate that the grain size distribution of the upload significantly influences the penetration behavior of the bentonite suspension and the formation of the filter cake. Direct shear tests on the shear behavior of the interface concrete, filter cake and coarse soil indicate the influence of wall roughness on the wall friction angle.

Acknowledgement

The authors would like to thank all the students who supported the experimental work as part of their bachelor's and master's theses.

Literatur

Arwanitaki, A. (2007), 'Zum Kontaktverhalten zwischen suspensionsgestützten Ortbetonwänden und dem anstehenden Boden', *Bautechnik*, 84, Heft 11, 781 – 792

Arwanitaki, A. (2009), 'Über das Kontaktverhalten zwischen einer Zweiphasenschlitzwand und nichtbindigen Böden', *Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Boden- und Felsmechanik*, Heft 41

DIN 4127 (1986), 'Erd- und Grundbau – Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe'

DIN 4127 (2014), 'Erd- und Grundbau – Prüfverfahren für Stützflüssigkeiten im Schlitzwandbau und für deren Ausgangsstoffe'

EAB (1980), 'Empfehlungen Arbeitskreis Baugruben' *DGGT, 1. Edition, Ernst & Sohn*

EAB (1988), 'Empfehlungen Arbeitskreis Baugruben' *DGGT, 2. Edition, Ernst & Sohn*

EAB (1994), 'Empfehlungen Arbeitskreis Baugruben' *DGGT, 3. Edition, Ernst & Sohn*

EAB (2006), 'Empfehlungen Arbeitskreis Baugruben' *DGGT, 4. Edition, Ernst & Sohn*

EAB (2021), 'Empfehlungen Arbeitskreis Baugruben' *DGGT, 6. Edition, Ernst & Sohn*

Karstedt, J., Ruppert, F. R. (1980), 'Stand sicherheitsproblem bei der Schlitzwandbauweise' *Baumaschine und Bautechnik*, 5, 327-334

König, D. Schanz, T. (2015), 'Zur Zusammensetzung und Scherfestigkeit von Filterkuchen bei Schlitzwänden', *Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von Matthias Pulsfort, Bergische Universität Wuppertal, Berichte des Lehr- und Forschungsgebietes Geotechnik, Heft Nr. 34*

König, D., Schröder, Th. (2015), 'Zusammensetzung des Filterkuchens an Schlitzwandlammellen mit kurzer und langer Standzeit', *Bauingenieur*, 90, Heft 2, 60-70

König, D., Schröder, T. (2017), 'Zur Beschaffenheit des Filterkuchens und der Kontaktfläche Boden-Wand bei Schlitzwänden', *Proceedings of 8. RuhrGeo Tag 2017, Universität Duisburg-Essen, Perau, E. (ed.), Report Geotechnik*, Heft 42, Shaker Verlag Aachen, 127-146

Lam, C., Jefferis, S.A., Martin, C.M. (2014), 'Effects of polymer and bentonite support fluids on concrete - sand interface shear strength', *Géotechnique* 64 (1), 28-39

Lin, Y., Fang, Y. und He, C. (2023), 'Investigations of filter-clog mechanism and prediction model of slurry penetration during slurry pressure transfer', *Acta Geotechnica*, 18, 5251-5270.

Müller-Kirchenbauer, H. G. (1972), 'Einflüsse der Filtratbildung auf die Stabilität von Schlitzwänden', *Proceedings of Baugrundtagung 1972 in Stuttgart, Deutsche Gesellschaft für Erd- und Grundbau e.V.*, 842-861

Müller-Kirchenbauer, H., Schlötzer, C., Rogner, J. (1994), 'Einfluss von Filtratwachstum und Feststoffverlagerungen auf die Qualität, die Herstellbarkeit und die Kosten von Dichtungsschlitzwänden', *BMFT-Verbundvorhaben und Deponieabdichtungssysteme, Endbericht für das Teilprojekt* 59

Verst, R., v. Blumenthal, A., Du, J., König, D., Pulsfort, M., Wichtmann, T. (2022), 'Systematic laboratory and field study on the shear resistance of the soil-concrete interface of diaphragm walls and bored piles', *EFFC/DFI International Conference on Deep Foundations and Ground Improvement*, Berlin

Von Blumenthal, A., Lieske, W., König, D., Wichtmann, T. (2021), 'Quantification of the bentonite content in diaphragm wall filter cakes based on cation exchange capacity' *Geotechnical Testing Journal*, 44 (6)

Walz, B. (1989): 'Grundlagen der Flüssigkeitsstützung von Erdwänden', *Viertes Christian-Veder Kolloqium: Flüssigkeitsgestützte Bauverfahren in der Geotechnik*, 1–19

Weiß, F. (1965), 'Die Wandreibung an im Kontraktorverfahren unter Bentonitsuspensionen geschütteten Betonwänden', *Die Bautechnik*, Heft 8, 257-263 und Heft 9, 313-319

Weissenbach, A. (1972), 'Empfehlungen des Arbeitskreises Baugruben', *Die Bautechnik*, 6, 192-204

Nachhaltigkeitsbewertung wassersperrender Verbauverfahren

Lena Reese, CDM Smith SE, Bochum

Carola Vogt-Breyer, HFT Stuttgart, Stuttgart

Sven Kessler, CDM Smith SE, Bochum

Zusammenfassung

Der Beitrag untersucht die umweltbezogene Nachhaltigkeit wassersperrender Verbauverfahren im innerstädtischen Tiefbau vor dem Hintergrund steigender Anforderungen an Ressourceneffizienz und Klimaschutz. Am Referenzbeispiel einer Baugrube in Berlin werden eine Bohrpfahlwand, eine Schlitzwand sowie ein kombinierter Trägerbohlverbau mit Vereisung mittels Lebenszyklusanalyse (LCA) nach DIN EN ISO 14040/44 und DIN EN 17472 bewertet.

Neben dem Treibhausgaspotenzial (THG-Potential) werden weitere relevante Umweltindikatoren wie Eutrophierung, Versauerung, Ressourcenverknappung und Wasserentzug berücksichtigt und mithilfe der Environmental-Footprint-Methodik normiert und gewichtet. Die Ergebnisse zeigen, dass ein Großteil der Umweltwirkungen aus der Materialherstellungsphase (A1-A3) stammen und hierbei insbesondere die Eutrophierung und die Verknappung abiotischer Ressourcen die Gesamtumweltwirkungen dominieren. Aufgrund der üblicherweise kurzen Nutzungsdauer eines Baugrubenverbaus bzw. den geringen Aufwendungen während der Baugrubennutzung nimmt das Treibhausgaspotential nur eine sekundäre Rolle ein.

Im Variantenvergleich weist die Bohrpfahlwand die geringsten Umweltwirkungen auf, während die Schlitzwand die höchsten Belastungen verursacht. Die Untersuchung verdeutlicht die Notwendigkeit die Ergebnisse mehrdimensional zu betrachten und auf einer greifbaren Ebene, hier am Beispiel der Umweltkosten, einzuordnen.

1. Einleitung

Wassersperrende Verbaumethoden stehen in der heutigen Baubranche vor immer größeren Herausforderungen – etwa durch innerstädtische Gegebenheiten sowie steigenden Kosten- und Zeitdruck. Sie sind entscheidend für den Projekterfolg, da sie sowohl die sichere Gründung als auch ein sicheres Arbeiten ermöglichen.

Während Bauprojekte bislang vor allem anhand kurzfristiger Baukosten oder Investitionskosten bewertet wurden und dabei davon ausgegangen wurde, dass die gesellschaftlichen Anforderungen über die gesamte Nutzungsdauer unverändert bleiben, gewinnen unter den aktuellen Entwicklungen – wie knapper werdenden Ressourcen, zunehmenden Extremwetterereignissen und Abhängigkeiten in Material- und Lieferketten – neue Bewertungsgrundlagen zunehmend an Bedeutung.

Nachhaltigkeitsbewertungen ermöglichen hierbei eine Erweiterung der Perspektive und bieten die Chance, Bauprojekte ganzheitlicher zu betrachten und neben der ökonomischen auch eine ökologische und soziale Dimension einzubeziehen. Nach DIN EN 17472 ist Nachhaltigkeit wie folgt definiert:

„Zustand des Gesamtsystems, einschließlich der umweltbezogenen, sozialen und ökonomischen Aspekte, innerhalb dessen gegenwärtige Bedürfnisse erfüllt werden, ohne die Fähigkeit zukünftiger Generationen zur Erfüllung ihrer eigenen Bedürfnisse zu beeinträchtigen“

Im Tiefbaubereich beeinträchtigen Bauteile häufig durch ihren Verbleib im Boden, so werden häufig (überraschend) alte, ungenutzte Fundamente oder Verbauwände angetroffen, können jedoch aufgrund fehlender Informationen nicht oder nur schwerlich weitergenutzt werden. Weiterhin liegt die Verantwortung heutiger Bauprojekte auch darin, zukünftige Projekte weiterhin zu ermöglichen und entsprechend sorgsam mit den vorhandenen Ressourcen und Gegebenheiten umzugehen. Alle diese Aspekte können über eine Nachhaltigkeitsbetrachtung eingeordnet werden.

Da Nachhaltigkeitsbewertungen eng mit komplexen Systemen wie sozialen Strukturen oder Ökosystemen verknüpft sind, gestaltet sich ihre Durchführung – abhängig vom gewünschten Detaillierungsgrad und dem jeweiligen Ziel – ebenfalls komplex. Diese Komplexität und die häufig große fachliche Distanz zu anderen Aufgabenbereichen im Bauwesen führen dazu, dass oft bereits vor Beginn der eigentlichen Nachhaltigkeitsbewertung Vereinfachungen vorgenommen werden.

Häufig wird beispielsweise die umweltbezogene Nachhaltigkeit mit dem Treibhausgaspotential (THG-Potential bzw. Global Warming Potential – GWP) gleichgesetzt, obwohl gemäß EU-Taxonomie auch weitere Nachhaltigkeitsaspekte, wie z.B. Ressourcenschutz und Biodiversität, zu berücksichtigen sind (Europäische Union, 2020).

Eine Auswertung des Bundesinstituts für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) zum Umweltfußabdruck im Gebäudebereich (BSBR, 2020) hat bereits 2020 gezeigt, dass zusätzlich zum THG-Potential weitere Indikatoren maßgeblich sind (Abb. 1). Zudem fällt ein

hoher Anteil des THG-Potentials auf die Nutzungsphase (BBSR, 2020), welche bei Baugruben und Verbauten im Verhältnis zum fertigen Bauwerk sehr kurz ausfällt. Daher sollten im Rahmen einer Nachhaltigkeitsbetrachtung von Verbausystemen auch andere Indikatoren mitberücksichtigt werden.

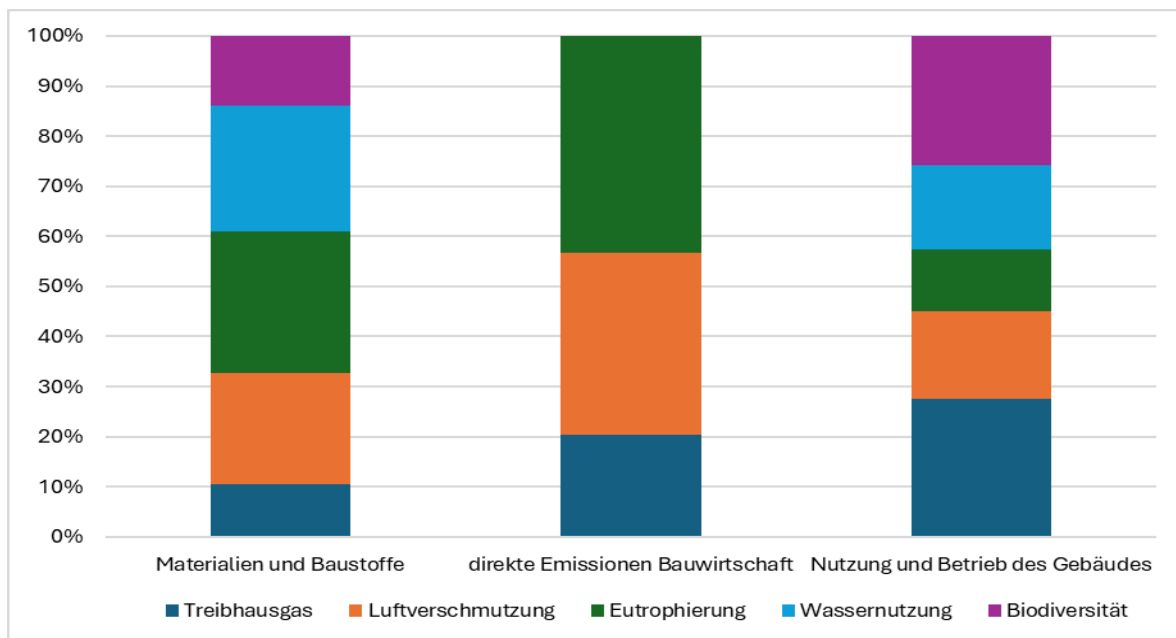


Abbildung 1: Verteilung der Umweltwirkungen aus der Bauindustrie (modifiziert nach BBSR, 2020).

Hinzu kommt die Wechselwirkung diverser Aspekte miteinander (Abb. 2, Vries et al., 2024), denn es besteht beispielsweise ein direkter Zusammenhang zwischen der Verringerung der Biodiversität und der Geschwindigkeit des Klimawandels (NABU, 2020). Daraus ergibt sich, dass die Betrachtung einzelner Indikatoren zwar ein wesentlicher und wichtiger Schritt ist, das Gesamtbild aber erst dann sichtbar wird, wenn weitere Indikatoren mit einbezogen werden.

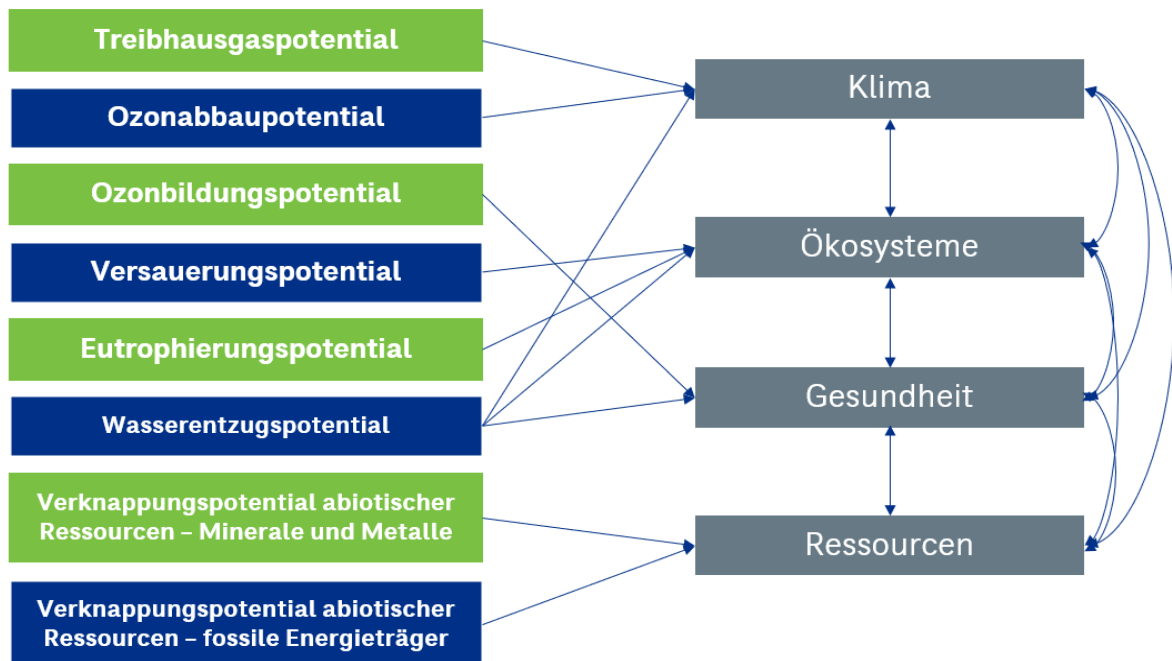


Abbildung 2: Wechselwirkung der umweltbezogenen Nachhaltigkeitsindikatoren auf verschiedene Wirkungsendpunkte (modifiziert nach Vries et al., 2024).

Bislang lassen sich die Ergebnisse von Nachhaltigkeitsbetrachtungen nur eingeschränkt in einen politischen Zielrahmen einordnen, da es an passenden Grenz- und Referenzwerten mangelt (DAUB, 2025). Ab dem Jahr 2027 sind die EU-Mitgliedsstaaten verpflichtet, Treibhausgas-Grenzwerte für Neubauten festzulegen und diese ab 2030 für sämtliche Neubauten verbindlich anzuwenden (Europäische Union, 2024). Für andere Umweltindikatoren existieren derzeit jedoch weder in Deutschland noch seitens der EU vergleichbare Zielvorgaben.

Um aussagekräftige Referenz- und Grenzwerte zu definieren, ist es unerlässlich, eine solide und vergleichbare Datengrundlage zu schaffen, die auf einer Quantifizierung der Umweltwirkungen basiert. Nur wenn diese Wirkungen nachvollziehbar, objektiv und in einheitlicher Methodik erfasst werden, lassen sich belastbare Vergleichsmaßstäbe ableiten. Aus diesem Grund wird hier die standardisierte Methodik der Lebenszyklusanalyse (LCA, deutsch: Ökobilanzierung) eingesetzt.

Im Rahmen dieses Beitrags wurde daher angestrebt, sämtliche wesentlichen Indikatoren der umweltbezogenen Nachhaltigkeit einzubeziehen und die Ergebnisse anhand verschiedener Methodiken einzuordnen sowie konkrete Optimierungsmöglichkeiten herauszuarbeiten.

2. Referenzsystem

Im Rahmen dieses Beitrags wurde für die Untersuchung der Nachhaltigkeitsaspekte ein virtuelles Referenzsystem gewählt, dessen Randbedingungen einer typischen Baugrube in der Berliner Innenstadt entsprechen.

Tabelle 1: Abmessungen / Geometrie des Referenzsystems

Länge:	60	m
Breite:	60	m
Baugrubenfläche	3600	m ²
Sichtbare Verbaufäche:	2400	m ²
Tiefe Baugrube:	10	m u. GOK

Der Baugrund besteht oberflächennah zunächst aus sandigen Auffüllungen mit Bauschuttanteilen in lockerer bis mitteldichter Lagerung an. Zur Tiefe hin folgen bis zu 40 m unter Geländeoberkante (GOK) die Berliner Talsande und -kiese. Als Bemessungswasserstand wurden 31,7 m ü. NHN für den gesamten Projektbereich festgelegt (CDM Smith Consult GmbH, 2012; Geotechnik und Dynamik GmbH, 2010).

Auf dieser Basis wurden drei wassersperrende Verbauvarianten in Kombination mit einer tiefliegenden Dichtsohle ausgewählt: überschnittene Bohrpfehlwand, Schlitzwand und eine Kombination aus Frostwand und Trägerbohlverbau.

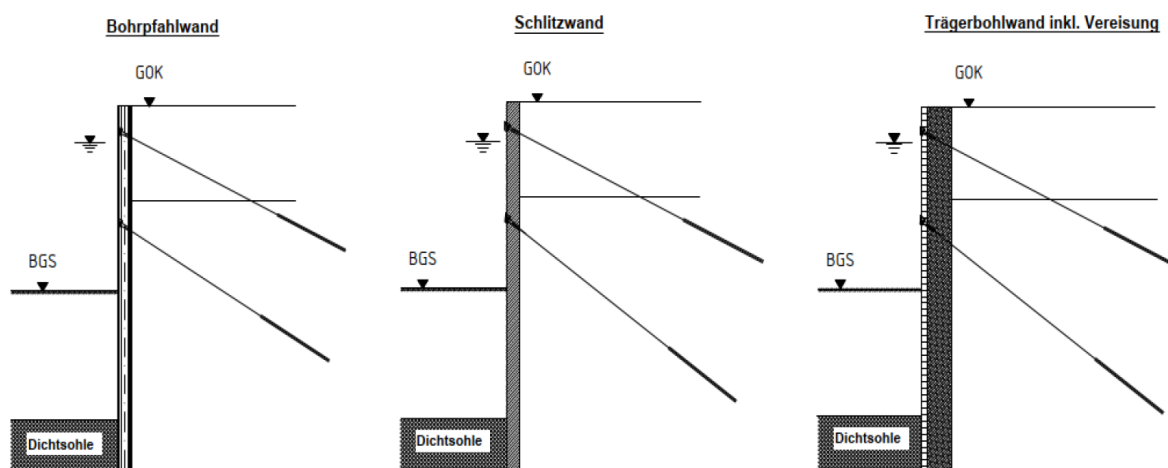


Abbildung 3: Übersicht der drei Verbauvarianten im Referenzsystem.

Diese wurden unter Berücksichtigung der aktuell gültigen Normen statisch bemessen und hieraus die erforderlichen Material- und Energiemengen sowie die Bauzeiten abgeleitet. Die Randbedingungen der Verbaumethoden sind in der folgenden Tab. 2 Tabelle 2 aufgeführt:

Tabelle 2: Randbedingungen und Eigenschaften der Verbausysteme

Trägerbohlwandverbau:		
Ansatzhöhe:	[m ü. NHN]	34,1
Trägerprofil:	[-]	HEB 360
Länge Träger:	[m]	17
Ausfachung:	[-]	Holz
Frostkörper:		
Oberkante:	31,7	m ü. NHN
Unterkante:	14,1	m ü. NHN
Tiefe:	17,2	m
Frostkörperdicke:	1,5	m
Frostkörpervolumen:	6192	m ³
Bohrpfahlwand		
System	[-]	1-3-1
Ansatzhöhe	[m ü. NHN]	34,1
Pfahldurchmesser	[mm]	880
Überschneidung	[mm]	150
Länge Bohrpfahlwand	[m]	20
Betongüte	[-]	C25/30
Bewehrungsstahl	[-]	B500, S235
Schlitzwand:		
Ansatzhöhe	[m ü. NHN]	34,1
Schlitzwandbreite	[m]	0,8
Wandlänge	[m]	20
Betongüte	[-]	C25/30
Bewehrungsstahl	[-]	B500, S235

Die erforderlichen Ankerlagen, die Gestaltung der Baugrubensohle und der tiefliegenden Dichtsohle wurden aufgrund des expliziten Vergleichs zwischen den Verbaumethoden nicht in die Nachhaltigkeitsbetrachtung einbezogen, in der statischen Berechnung jedoch berücksichtigt.

Für das Referenzsystem wurden die erforderlichen Materialmengen und Aufwendungen anhand von Standardwerken und Erfahrungswerten (Maybaum et al., 2011; Witt, 2018) sowie die zugehörigen Kosten (f:data GmbH, 2025) abgeschätzt. Die Kosten sind in Tab. 3 Tabelle 3 aufgeführt.

Tabelle 3: Baukosten der Verbauvarianten in Mio. €

Verbauvariante:	Baukosten in Mio. €:
Trägerbohlverbau inkl. Vereisung:	ca. 10,5
Schlitzwand:	ca. 3,7
Bohrpfahlwand:	ca. 2,1

3. Methodik

Zur Quantifizierung der umweltbezogenen Nachhaltigkeitsaspekte wurde die Methodik der Ökobilanzierung bzw. Lebenszyklusanalyse nach DIN EN ISO 14040 und DIN EN ISO 14044 angewendet.

Hierbei werden über den gesamten Lebensweg der betrachteten Bauwerke die umweltbezogenen Auswirkungen in Form von sogenannten Kernindikatoren (Tab. 4) für die jeweiligen Lebenszyklusphasen ermittelt. Die Definition und Einteilung der Lebenszyklusphasen ist für Ingenieurbauwerke in der DIN EN 17472 beschrieben und in Abb. 4 dargestellt.

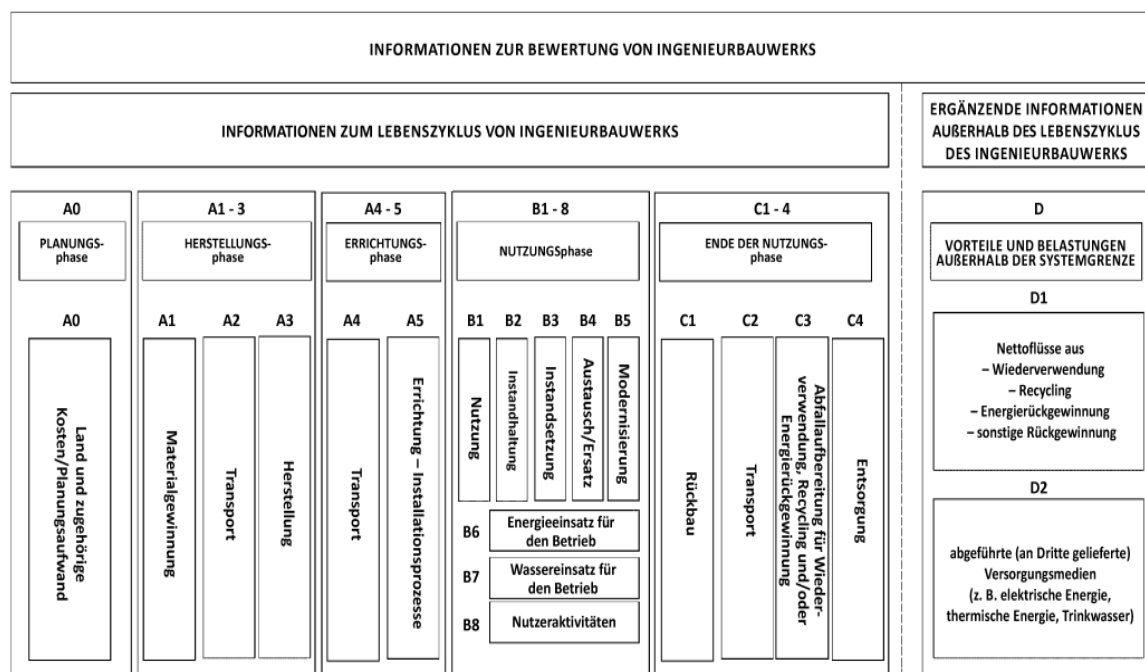


Abbildung 4: Lebenszyklusphasen für die Bewertung von Ingenieurbauwerken nach DIN EN 17472.

Die Berechnung der Brutto-Umweltwirkungen erfolgt zunächst für die einzelnen Lebenszyklusphasen von A0 bis C4. Anschließend werden die Vorteile und Belastungen, die außerhalb der Systemgrenze liegen – beispielsweise durch eine thermische Aktivierung der Schlitzwand zur Klimatisierung des späteren Bauwerks oder die weitere Nutzung von Verbauelementen nach der Bauphase – berücksichtigt.

Dadurch können die Netto-Umweltwirkungen ermittelt werden, welche die ganzheitlichen Auswirkungen darstellen. Nach DIN EN ISO 14040 ist zunächst eine Sachbilanz in Bezug auf das festgelegte Referenzsystem durchzuführen. Hierbei wurden alle Ressourcen- und Energieströme des Bauprozesses der Verbauvarianten berücksichtigt. Im Anschluss wurde aus diesen im Rahmen der Wirkungsabschätzung die Umweltwirkungen für die Kernindikatoren ermittelt. Diese sind in Tab. 4 Tabelle aufgeführt.

Tabelle 4: Übersicht der Kernindikatoren, ihren Wirkungsbereichen und den Hauptverursachern im Bausektor und in Deutschland in Anlehnung an DIN EN 15804 und an Statistisches Bundesamt (2023) und Umweltbundesamt (2022).

Wirkungsindikator:	Einheit:	Wirkungsbereich:	Hauptquellen in DE:	Im Baubereich:¹⁾
Treibhausgaspotenzial (GWP)	kg CO ₂ -Äq.	Global	Industrie, Landwirtschaft	Baustoffproduktion (Zement, Stahl), Kraftstoffverbrennung
Ozonabbaupotenzial (ODP)	kg CFC-11-Äq.	Global	Kühlmittel (FCKW, Halone)	Keine Relevanz
Versauerungspotenzial (AP)	mol H ⁺ -Äq.	Global	Verkehr, Landwirtschaft	Kraftstoffverbrennung, Zementherstellung
Eutrophierungspotenzial Süßwasser / Salzwasser / Land (EP)	kg P-Äq. kg N-Äq. mol N-Äq.	Global	Landwirtschaft (Düngemittel) Abwasser	Betonrückstände, Freisetzung von Stoffen ins Grundwasser; Transport
Photochemische Ozonbildung (POCP)	kg NMVOC-Äq.	Global	Verkehr / Industrie	Dieselabgase, Bitumen
Verknappungspotenzial abiotischer Ressourcen – Mineralien und Metalle (ADPE)	kg Sb-Äq.	Global	Industrie / Elektronik	14% der Metalle, 75 % der nicht-metallischen Rohstoffe in DE
Verknappungspotenzial abiotischer Ressourcen – fossiler Brennstoffe (ADPF)	MJ, unterer Heizwert	Global	Energie / Transport	Energieverbrauch, Transport, Rohstoffherstellung
Wasserentzugspotenzial (WDP)	m ³ Welt-Äq. entzogen	Global	Energie, Industrie	Betonherstellung, Materialproduktion (Gips, Ziegel)

1) inkl. vorgelagerten Prozessen

Aufgrund der verschiedenen Einheiten und Dimensionen der abgeschätzten Umweltwirkungen können diese nur jeweils einzeln und in Relation zu dem gleichen Indikator einer anderen Verbauvariante verglichen werden. Um jedoch ein aggregiertes Gesamtwirkungsergebnis zu erreichen, welches die Ergebnisdarstellung verschlanken und den Gesamtvergleich sowie eine relative Einordnung der Indikatoren zueinander und hinsichtlich der Relevanz ermöglicht, wird ein weiterer nach DIN EN ISO 14044 und ISO/TS 14074 optionaler Schritt erforderlich: eine Normierung und Gewichtung der Ergebnisse.

Hierzu wird das Berechnungsergebnis nach ISO/TS 14074 je Indikator mit einem Normierungswert, z.B. einem Referenz- oder Grenzwert ins Verhältnis gesetzt und anschließend mit einem Gewichtungswert multipliziert, um die relative Einstufung des Indikatorergebnisses in Bezug auf den Grenzwert zu erhalten (Castellani et al., 2016). Wie bereits oben beschrieben, existieren derzeit keine verpflichtenden Grenzwerte, daher wurden die Empfehlungen der Europäischen Kommission für die Methodik des Environmental Footprint (EF) (Joint Research Centre, 2025) zu Normierungs- und Gewichtungswerten auf globaler Ebene herangezogen.

Die Normierungsfaktoren der EF-Methodik berücksichtigen hierbei tatsächlich beobachtete Umweltbelastungen in Bezug auf ein Referenzjahr. Dagegen beinhalten die Gewichtungsfaktoren auch politische und gesellschaftliche Zielsetzungen (Bassi et al., 2023). Eine alternative Möglichkeit die Ergebnisse zu normieren bzw. zu gewichten, bietet der Ansatz von Umweltkosten. Hierbei werden die Indikatorergebnisse der Umweltwirkungen anhand von spezifischen Kostensätzen, z.B. des Umweltbundesamtes (Matthey & Bünger, 2020) oder der CE Delft (Vries et al., 2024), in monetäre Ergebnisse umgerechnet und erlauben so ein greifbares und aggregierbares Ergebnis zu bilden.

Diese Kosten können in Form von sogenannten externen Kosten (Abb. 5) in die Lebenszykluskosten (LCC – life cycle costing) eingegliedert werden und zeigen damit auch gesamtgesellschaftlichen Folgen der Maßnahme in monetärer Weise auf (Beschaffungskonferenz des Bundes, 2023; Matthey & Bünger, 2020; Schneider-Marin & Lang, 2020).

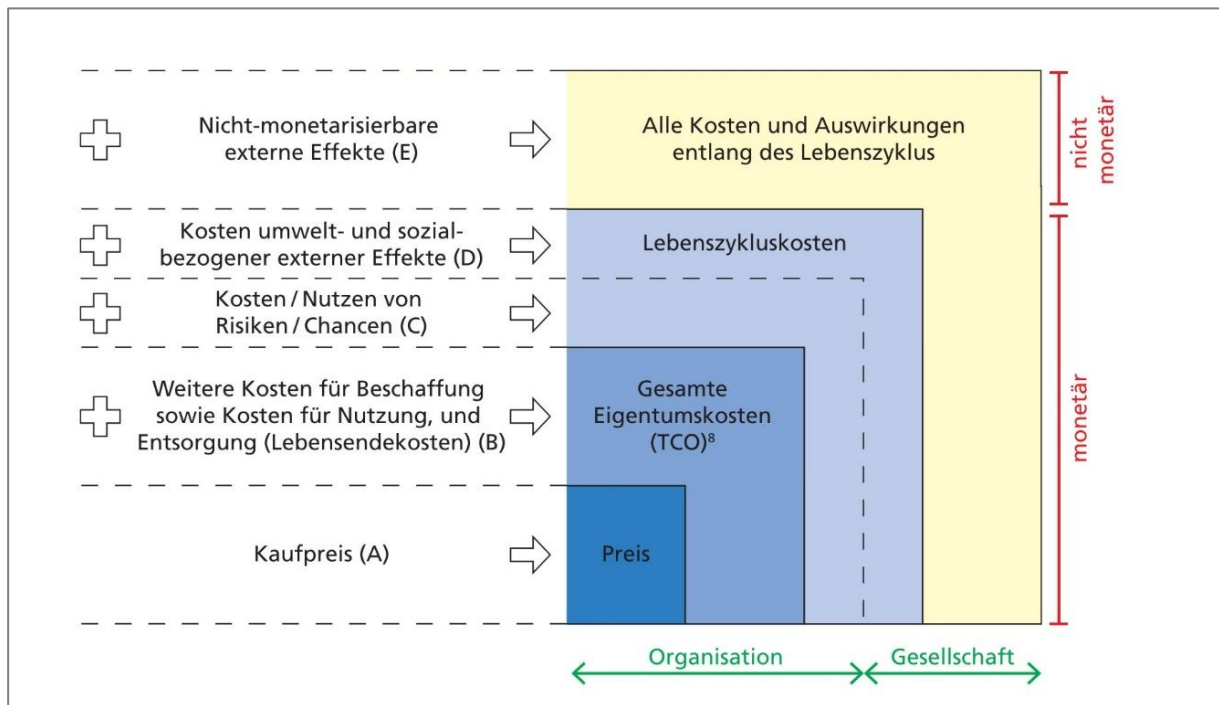


Abbildung 5: Aufbau der Module einer Lebenszykluskostenberechnung einschließlich der entsprechenden Wirksamkeitsbereiche auf monetärer und nicht monetärer Ebene aus (Beschaffungskonferenz des Bundes, 2023).

4. Datengrundlage

Im Rahmen der Datenerhebung wurden die folgenden primären Datenquellen verwendet: Ein Großteil der Datensätze konnte der „ÖKOBAUDAT“ entnommen werden. Weitere Datensätze wurden vereinzelt den Datenbanken „ELCD“, „GEMIS“ oder „PROBAS“ entnommen, insbesondere auch um Vergleichswerte zu schaffen.

Die Mengen- und Kostenermittlungen erfolgten auf Basis der in Kapitel 2 beschriebenen Datenquellen.

5. Ergebnisse

5.1 Umweltwirkungen

Aus den oben beschriebenen Randbedingungen und den genannten Daten wurden im Rahmen der Sachbilanz zunächst alle erforderlichen Stoff- und Energieströme je Verbauvariante und Lebenszyklusphase für alle Kernindikatoren nach DIN EN 15804 ermittelt. Hierbei wurde die funktionelle Einheit auf 1 m² Verbauwand festgelegt.

Die Systemgrenze wird so festgelegt, dass die Nutzung des Baugrubenverbau (Lebenszyklusphase B) dem Zeitraum entspricht, in dem der Verbau konstruktiv erforderlich ist (Tab. 5). Das darüber hinaus gebaute Gebäude wird nicht berücksichtigt. Ebenso werden für die Bohrpfahlwand und für die Schlitzwand kein Rückbau bilanziert, da diese nach Fertigstellung der Untergeschosse ohne Funktion im Boden zurückbleiben und in absehbarer Zukunft nicht rückgebaut werden. Der Abbruch der Bohrschablone, des Überbetons und der Leitwand werden in das Modul A5 integriert, da diese Prozesse zur Errichtung des Verbau beitragen und ablaufen während der Verbau seine stützende Funktion noch ausübt, also vor dem Ende seines Lebenszyklus.

Zur Bilanzierung wurde ein „Worst-Case-Szenario“ angesetzt, dieses beruht auf der Annahme, dass für die Maßnahme alle Materialien und Baustoffe neu hergestellt bzw. nicht bereits wiederverwendet werden. Jedoch wurden übliche Aufbereitungen auf der Baustelle, wie z.B. für die Bentonit-Suspension entsprechend berücksichtigt.

Tabelle 5: Zuweisung der Systemgrenzen zu den Verbaumethoden.

Lebenszyklusphase Variante	A1-A3	A4	A5	B	C	D
Trägerbohlverbau inkl. Ver- eisung	X	X	X	X	X	X
Schlitzwand	X	X	X	X	n.b.	X
Bohrpfahlwand	X	X	X	X	n.b.	X

n.b. = nicht berücksichtigt

Nicht betrachtet werden hierbei:

- Lebenszyklusphase A0 (Planungsphase)
- Herstellung, Weiterverwendung und Lebensdauer der verwendeten Maschinen
- Alle den Personaleinsatz und -transport betreffenden Prozesse
- Alle Ressourcen und Prozesse die in allen drei Verbausystemen gleichermaßen zur Anwendung kommen würden und nur geringfügige Abweichungen voneinander aufzeigen, wie die Verankerung, die Ausbildung der Baugrubensohle und die Ausführung einer ggf. erforderlichen Gurtung
- Alle Betriebsmittel der verwendeten Maschinen abgesehen vom Kraftstoff.

Die Ökobilanzierung erfolgte gemäß den Vorgaben des Environmental Footprint (Version 3.1) (Europäische Kommission, 2017; Joint Research Centre, 2025) sowie der oben genannten Normen. Die einzelnen Indikatorergebnisse wurden unter Berücksichtigung globaler Normierungs- und Gewichtungsansätze gemäß der EF-Methodik (Joint Research Centre, 2025) berechnet und das Ergebnis in Abb. 6 dargestellt. Obwohl einzelne Indikatoren eine verstärkt lokale oder regionale Wirkung zeigen (z.B. die Eutrophierung, also der übermäßigen Anreicherung von Nährstoffen in Gewässern und Ökosystemen)

(Frischknecht, 2020) wurde unter Berücksichtigung der langfristigen Gesamtzusammenhänge (Abb. 2) und zur Darstellung von global vernetzten und nicht durchgängig transparenten Lieferketten ein globaler Normierungs- und Gewichtungsansatz gewählt.

Die Ergebnisse zeigen einen maßgeblichen Anteil des Eutrophierungspotentials (EP) für die Bohrpfahlwand und den kombinierten Verbau an der Gesamtwirkung. Für die Schlitzwand und – in geringerem Umfang – für den kombinierten Verbau steht hingegen die Verknappung abiotischer metallischer und mineralischer Rohstoffe (ADPE) im Vordergrund. Darüber hinaus stellen das Treibhausgaspotential (GWP), das Verknappungspotential fossiler Rohstoffe (ADPF) sowie das Versauerungspotential (AP) sekundär relevante Umweltwirkungen dar.

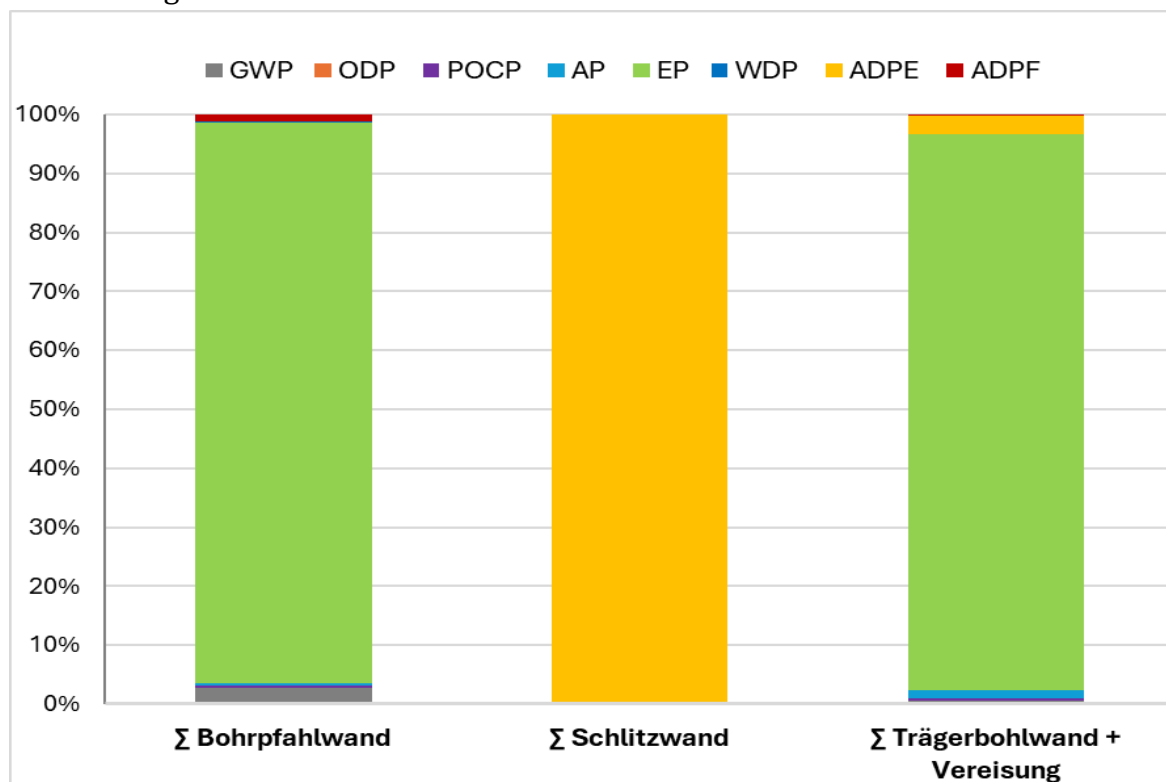


Abbildung 6: Anteile der einzelnen Umweltindikatoren an den Netto-Gesamtumweltwirkungen in %.

Da für die Bohrpfahlwand und die Schlitzwand während der Nutzung keine weiteren Emissionen anfallen, die Nutzungsemissionen jedoch in anderen Ökobilanzierungen (insb. von Gebäuden) häufig einen maßgeblichen Teil der Umweltwirkungen (v.a. durch Prozesse wie Heizen oder Strom) ausmachen (BBSR, 2020), fällt das Treibhausgaspotential in der Gesamtbilanz von Gebäuden deutlich höher aus.

Für Verbausysteme mit geringen Wirkungen während der kurzen Nutzungsdauer lässt sich so erklären, warum das GWP nur eine untergeordnete Umweltwirkung darstellt. Da jedoch alle Wirkungen miteinander, insbesondere langfristig, wechselwirken, sollte auch an dieser Stelle den sekundären Umweltwirkungen Bedeutung beigemessen werden.

In einem weiteren Schritt wurden die normierten und gewichteten Umweltwirkungen zu einem Gesamtwert je m^2 Verbauwand und je Variante aggregiert und in Abb. 7 dargestellt. Es zeigt sich, dass die Gesamtwirkungen der Bohrpfahlwand hierbei am geringsten und die der Schlitzwand am größten sind.

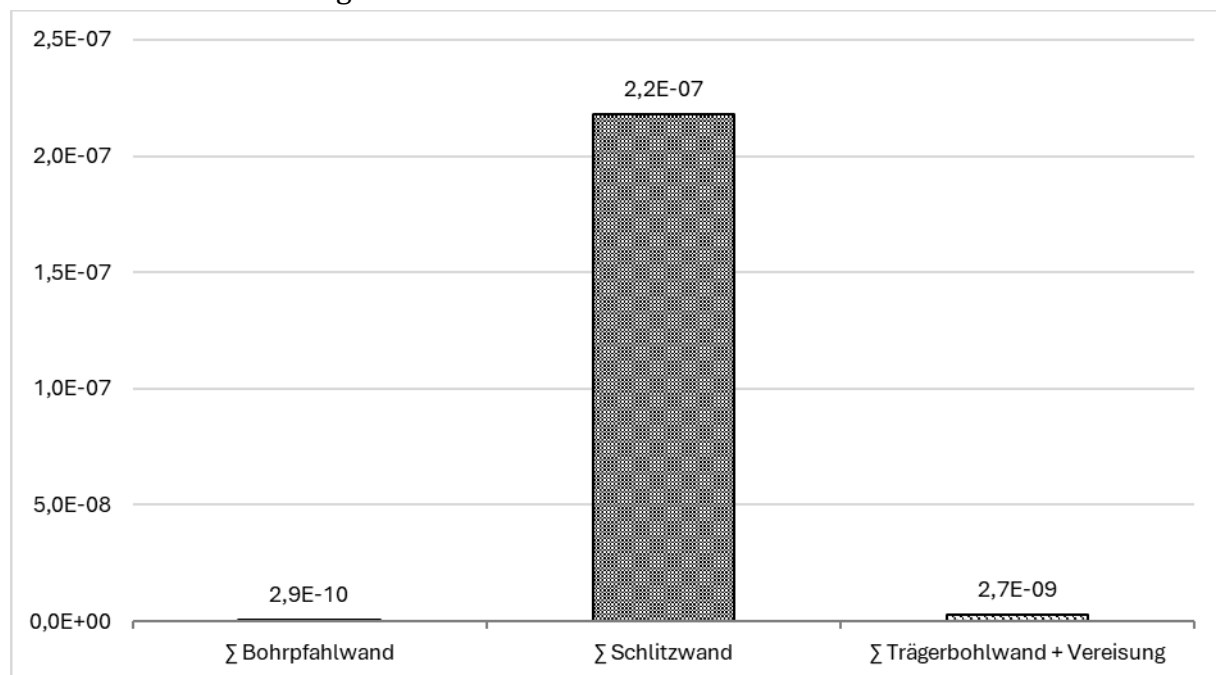


Abbildung 7: Netto-Gesamtumweltwirkung je m^2 Verbauwand und Verbauvariante.

Aufgrund der globalen und damit entsprechend hohen Normierungsfaktoren, die für eine relativ kleine Baumaßnahme, wie eine Baugrube, angesetzt wurden, wirken die Ergebniswerte sehr gering und eine absolute Einordnung stellt sich abstrakt dar. Hierzu fehlen Referenzwerte mithilfe derer das Ergebnis z.B. anhand der gesamten Verbaupläche in der EU hochgerechnet werden könnten. Solche Zahlen liegen jedoch aktuell nicht vor. Daher folgt unten der Ansatz der Umweltkosten, um eine greifbare Auswertung der Umweltwirkungen aufzuzeigen.

Dennoch können anhand der aggregierten Gesamtwirkungen Rückschlüsse auf die jeweiligen Prozesse gezogen und daraus Optimierungspotentiale abgeleitet werden. In Abb. 8 wurden die jeweiligen Anteile der Lebenszyklusphasen an den Gesamtwirkungen je m^2 Verbauwand aufgeführt. In allen drei Verbauvarianten sind die höchsten Wirkungen auf

die Materialherstellungsphase (A1-A3) insbesondere aus Stahl und Beton, sowie für die Schlitzwand für die Herstellung bzw. den Abbau des Bentonits zurückzuführen.

Für die Bohrpfahlwand kommt zudem die Herstellungsphase des Verbaus (A5), sowie für den kombinierten Verbau der für die Vereisung erforderliche Strom in der Nutzungsphase (B) hinzu. Der kombinierte Verbau zeigt zudem einen hohen Anteil an Vorteilen außerhalb der Systemgrenze (D), demnach können diverse eingesetzte Materialien nach Abschluss der Bauarbeiten wiederverwendet und dem Projekt gutgeschrieben werden.

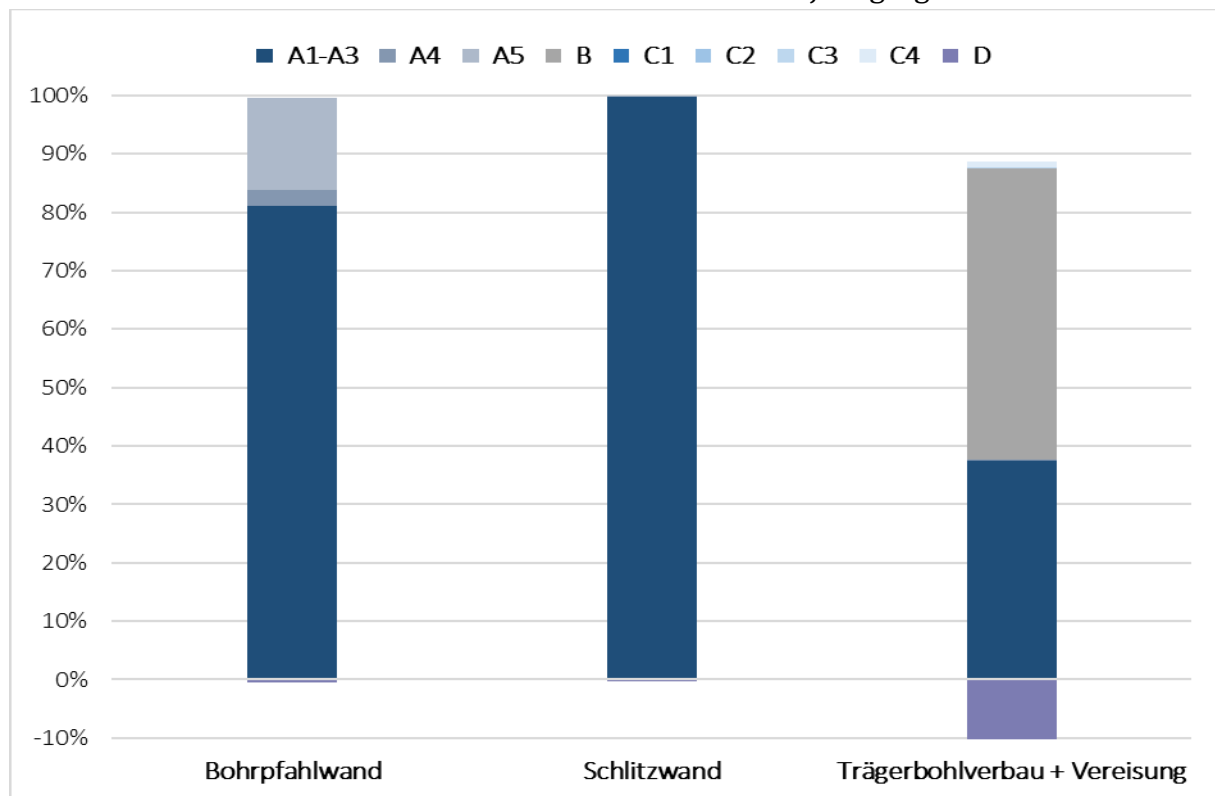


Abbildung 8: Anteile der Lebenszyklusphasen an der Gesamtumweltwirkung (brutto).

Daraus können die folgenden Optimierungspotentiale abgeleitet werden:

- Verringerung der eingesetzten Materialmengen
- Verringerung des Einsatzes der umweltwirkungsintensiven Materialien wie Beton, Stahl und Bentonit
- Wiederverwendung oder Recycling von Bauteilen und Baumaterialien
- Einsatz von Ökostrom für die Vereisung
- Längere Nutzung der Bauteile verringert die relativen Umweltwirkungen z.B. durch Einbindung ins Bauwerk oder durch thermische Aktivierung

5.2 Umweltkosten

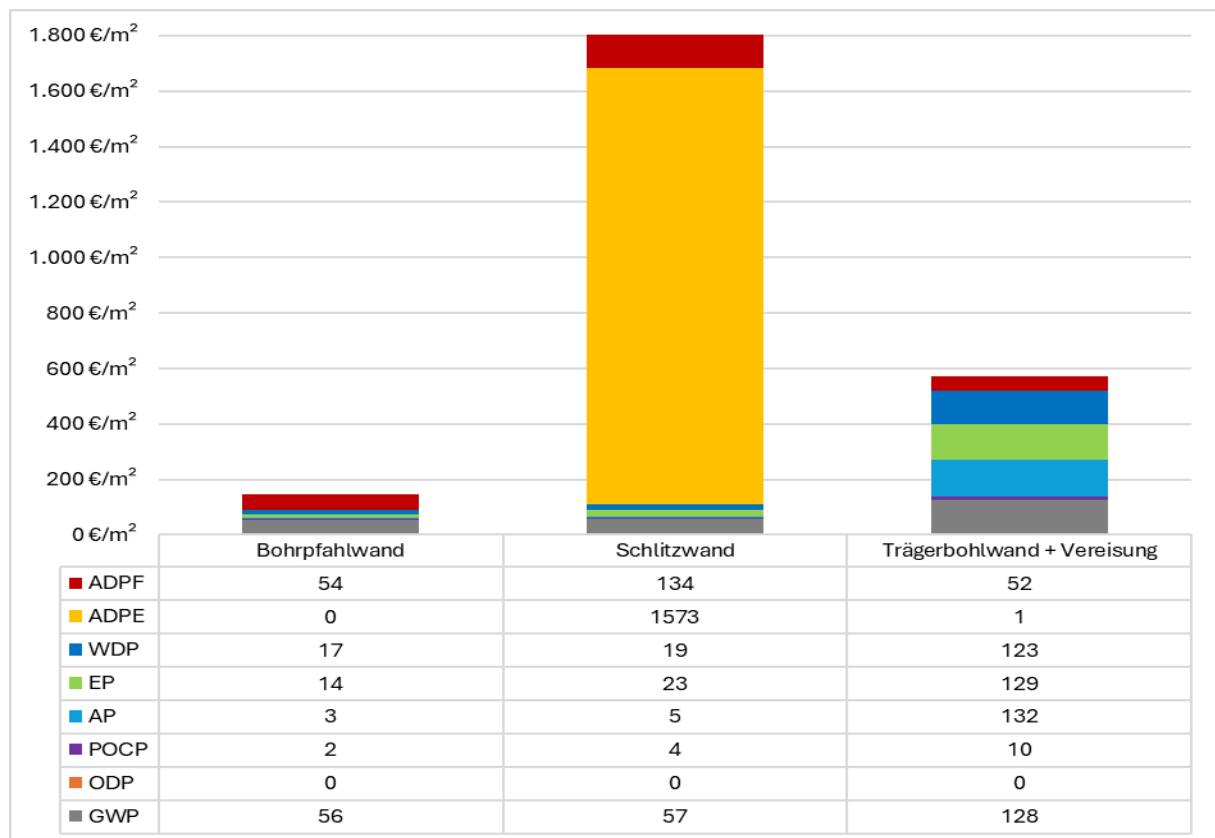
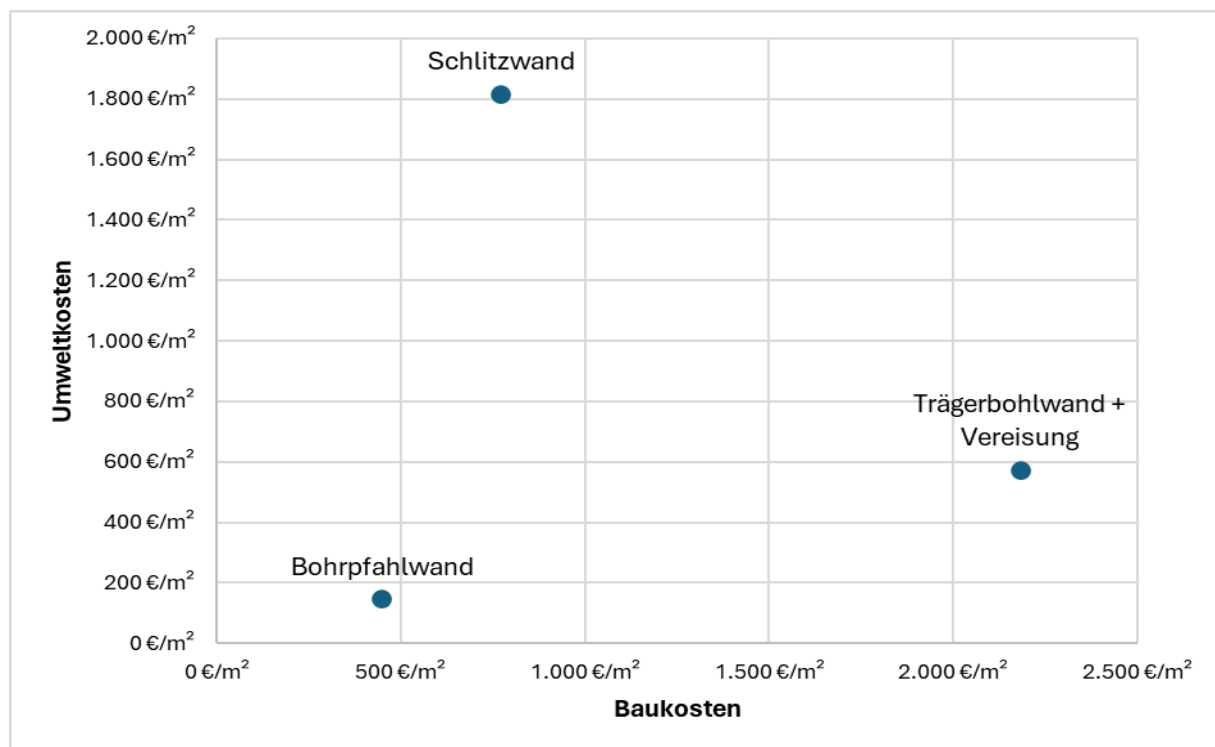
Die Einordnung der Gesamtwirkungen kann auch anhand von Umweltkosten erfolgen. Hierbei werden die Ergebnisse durch den Ansatz von zumeist Schadens- oder Vermeidungskosten auf eine monetäre Ebene überführt und damit sowohl greifbar gemacht als auch die langfristigen, gesamtgesellschaftlichen Folgen der Maßnahme aufgegriffen (Matthey & Bünger, 2020; Schneider-Marín & Lang, 2020). Eine solche Bewertung ist in den Niederlanden bereits seit über 10 Jahren für Neubauten > 100 m² Nutzfläche verpflichtend (Nationale Milieudatabase, 2025).

Im gegenständlichen Projekt wurden die oberen Schadenskostensätze der CE Delft (Vries et al., 2024) sowie die Marktpreise nach Schneider-Marín & Lang (2020) im Rahmen einer Worst-Case-Betrachtung als Vergleichsbetrachtung anstelle einer Normierung und Gewichtung für die Netto-Umweltwirkungen angesetzt. Es existieren derzeit keine vollumfänglichen und von offiziellen Stellen (z.B. Europäische Kommission) empfohlen Umweltkostensätze für alle Kernindikatoren.

Die Ergebnisse in Abb. 9 zeigen ein ähnliches Gesamtbild, wie die Gesamtwirkungen in Abb. 7, jedoch verdeutlicht die Verteilung der Indikatoren die Unterschiede in der Bewertungsmethodik. Im Vergleich zu den reinen Umweltwirkungen erhält das Treibhausgaspotential (GWP) hier einen erhöhten Stellenwert. Dennoch überwiegen die Kosten aus den Umweltwirkungen wie die abiotische Ressourcenverknappung (ADPE, ADPF) und für den kombinierten Verbau zudem die Wasserressourcen (WDP) sowie das Eutrophierungs- und Versauerungspotential (EP bzw. AP). Eine Vorab-Vereinfachung der Ergebnisse würde auch an dieser Stelle zu einer Verzerrung des Gesamtbildes führen.

Abb 9 verdeutlicht, dass bei der Schlitzwand die Umweltkosten auf Basis der verwendeten Bewertungsparameter am höchsten ausfallen. Der hohe und für die Bewertung entscheidende Anteil des ADPE resultiert vorrangig aus der für die Stütz-flüssigkeit notwendigen Bentonitherstellung. Hierbei wird darauf verwiesen, dass der in der Ökobilanzierungsmethodik hinterlegte Modellierungsansatz für die abiotischen Ressourcen (ADPE, ADPF) aufgrund seiner letztmaligen Aktualisierung 2022 teilweise umstritten ist (Van Oers et al., 2019).

Im Gegensatz dazu weist die Bohrpfahlwand sowohl niedrige Umweltkosten als auch vergleichsweise geringe Baukosten auf (Abb. 10). Der kombinierte Verbau verursacht hingegen zwar wenig Umweltkosten, bringt jedoch aufgrund der besonderen Anforderungen an die Baustelleneinrichtung hohe Baukosten mit sich (Abb. 10).

Abbildung 9: Umweltkosten der Netto-Umweltwirkungen in €/m² Verbauwand.Abbildung 10: Bau- und Umweltkosten je Verbauvariante und m² Verbauwand.

Da bisher im deutschsprachigen Raum keine Grenz- oder Referenzwerte für Umweltkosten im Bauwesen bestehen, wird an dieser Stelle eine beispielhafte Einordnung in die vorhandene niederländische Bewertungssystematik je nach Gebäudetyp durchgeführt (Nationale Milieudatabase, 2025).

In den Niederlanden wurde ein Grenzwert für „Übrige Gebäudetypen“ von 1,85 €/m² Nutzfläche pro Jahr festgelegt (Nationale Milieudatabase, 2025). Um die oben beschriebenen Ergebnisse mit dem genannten Grenzwert vergleichen zu können, wurde an dieser Stelle angenommen, dass etwa 80 % der Fläche der Baugrube später für eine Dauer von 50 Jahren als Nutzfläche in einem Gebäude verwendet werden. Hieraus ergeben sich folgende jährliche Umweltkosten: Für die Bohrpfahlwand fallen 4,9 €/m² Nutzfläche an, für die Schlitzwand 60,6 €/m² Nutzfläche und für den kombinierten Verbau 19,1 €/m² Nutzfläche.

Die Umweltkosten erlauben zusammenfassend eine greifbare und mehrdimensionale Einordnung der umweltbezogenen Teilaspekte sowie des Gesamtergebnisses z.B. im Verhältnis zu anderen monetären Kennzahlen im Projekt und schaffen zudem eine Perspektive auf mögliche gesamtgesellschaftliche Folgen.

6. Ausblick

Die oben aufgeführten Ergebnisse und Einschränkungen in der Methodik zeigen, dass weiterhin ein Bedarf nach einem einheitlichen und vergleichbaren methodischen Vorgehen besteht, welches eine greifbare Einordnung der Ergebnisse erlaubt. Im Hoch- und Tunnelbau erfolgte bspw. eine Rückrechnung zur Einschätzung der Ergebnisse anhand der vorliegenden Umsatzzahlen (BBSR, 2020; DAUB, 2025). Solche Zahlen sind für Baugruben oder, noch spezifischer, Verbauten derzeit nicht verfügbar. Im Idealfall sind im Rahmen der Auswertungen politische Zielsetzungen, wie am Beispiel der Niederlande, integriert, sodass konkrete Handlungsfelder aus den Ergebnissen abgeleitet werden können.

Auf Grundlage dieser Erkenntnisse sollten Referenz- und Grenzwerte entwickelt werden, wobei die komplexen Wechselwirkungen berücksichtigt werden müssen. Dies gelingt jedoch nur, wenn – analog zu den bereits verbreiteten Analysen des Treibhausgaspotentials von Bauverfahren (beispielsweise mittels des EFFC-Kalkulators (EFFC & DFI, 2014) – vergleichbare Quantifizierungen auch für weitere Indikatoren vorgenommen werden (DAUB, 2025). Vereinfachungen sollten erst dann erfolgen, wenn das Gesamtsystem umfassend verstanden wurde.

Der Zeitpunkt für Nachhaltigkeitsbetrachtungen und entsprechende Optimierungen ist entscheidend. In Abb. 11 wird der Zusammenhang zwischen dem erforderlichen Aufwand im Verhältnis zur Projektphase für eine Änderung aufgezeigt. Werden nachhaltige Entscheidungen schon in der Planungs- oder Erkundungsphase getroffen, lassen sich durch ein verdichtetes Erkundungs- und Versuchsraster und detailliertere Baugrundkenntnisse schärfere Kennwerte ableiten. Optionen wie alternative Baustoffe oder thermisch aktivierte Systeme können frühzeitig in die Gesamtplanung integriert werden.

Auf einer weiteren Ebene sollte für eine praktikable Umsetzung auch die Detailschärfe der jeweiligen Betrachtung bedacht werden. Abb. 11 zeigt, dass zu Projektbeginn nur grobe Abschätzungen erfolgen können, diese dennoch maßgeblich für den Projekterfolg sowohl monetär als auch umweltbezogen sind. Insbesondere um diese Abschätzungen bereits zu Beginn eines Projektes treffen zu können, ist es erforderlich, anhand von vergleichbaren Auswertungen die maßgeblichen Zusammenhänge zu identifizieren und diese auch in absolute Referenzen einzuordnen.

Die Auswertungen in Abb. 8 (Lebenszyklusphase D) zeigen, dass bei entsprechender Wiederverwendung und Recycling von Baustoffen und -teilen projektspezifisch monetäre und umweltbezogene Vorteile generiert werden können. Ein Umdenken hin zur Kreislaufwirtschaft kann dazu führen undurchsichtige Lieferkettenabhängigkeiten zu lockern und Ressourcen längerfristig zu nutzen. Dennoch erfolgt im Rahmen der Ökobilanzierungsmethodik keine Bewertung der Beeinflussung von Boden- und Grundwasserstrukturen von im Boden verbleibenden Bauteilen, sodass außerhalb der anrechenbaren Vorteile im Modul (D) für Wiederverwendungen der Anreiz hierzu im Rahmen der Methodik nicht gegeben wird.

Insbesondere die Nutzungsdauer und die Flexibilität von Bauteilen für zukünftige Anwendungen sollte maßgeblich in die Betrachtung einfließen, um der Definition von Nachhaltigkeit (siehe oben) gerecht zu werden und zukünftige Bedürfnisse nicht zu beeinträchtigen. Im Rahmen zukünftiger Arbeiten könnten bspw. die Einbindung thermisch aktivierter Elemente in im Boden verbleibende Elemente betrachtet werden oder die Weiter- bzw. Wiedernutzung von Altfundamenten oder Altpfählen untersucht werden.

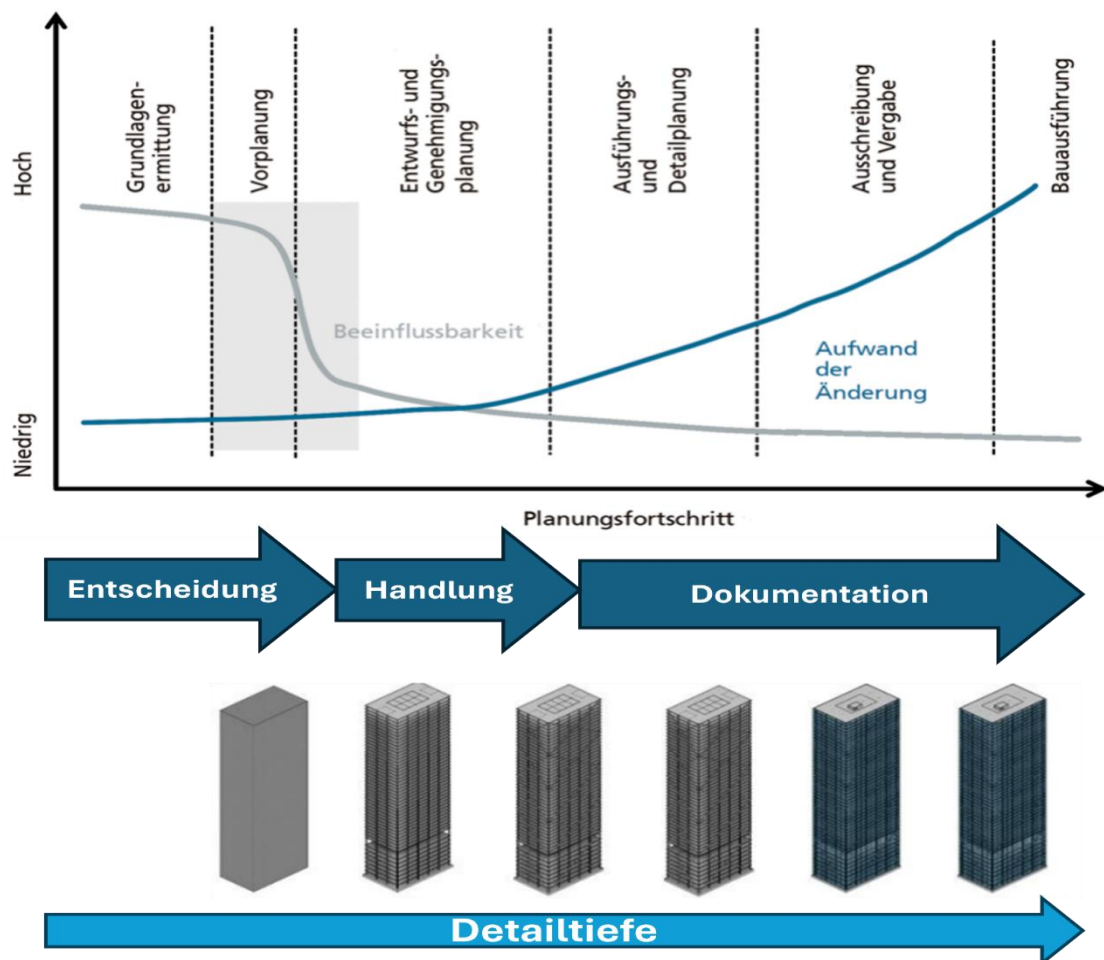


Abbildung 11: Schematische Darstellung der Zusammenhänge zwischen den Planungsphasen, den damit verbundenen Detailtiefe und den Einsatzmöglichkeiten der Ökobilanzierung (dunkelblaue Pfeile) im Hinblick auf die möglichen Einflussmöglichkeiten nach Bertin et al. (2020) und Gantner et al. (2018).

Literatur

Bassi, A. et al. (2023), 'Updated characterisation and normalisation factors for the Environmental Footprint 3.1 method', Joint Research Centre - Institut für Umwelt und Nachhaltigkeit, Luxembourg

Bertin, I., Mesnil, R., Jaeger, J.-M. et al. (2020), 'A BIM-Based Framework and Databank for Reusing Load-Bearing Structural Elements', *Sustainability*, Nr. 12, 3147

Beschaffungskonferenz des Bundes; Schweizerische Eidgenossenschaft (2023), 'Lebenszykluskosten: Begriffsklärung und Einsatzmöglichkeiten bei öffentlichen Beschaffungen von Gütern und Dienstleistungen', Bern, 1. Ausgabe

Bundesinstitut für Bau-, Stadt- und Raumforschung (BBSR) (2020), 'Umweltfußabdruck von Gebäuden in Deutschland', Nr. 17/2020, Bonn

Castellani, V. et al. (2016), 'A distance-to-target weighting method for Europe 2020', *Int J Life Cycle Assess*, 21, 1159-1169

CDM Smith Consult GmbH (2012), 'Verbau Deutsche Staatsoper, Berlin – Machbarkeitsstudie Vereisung'

Deutscher Ausschuss für unterirdisches Bauen e.V. (DAUB) (2025), 'Empfehlungen zur Nachhaltigkeit im Untertagebau – Teil 1: Rahmenbedingungen, Herausforderungen, Lösungsansätze und Projektbewertung', Köln

EFFC & DFI (2014), 'EFFC DFI Carbon Calculator – Methodological & User Guide', V 2.2

Europäische Kommission (2017), 'PEFCR Guidance document – Guidance for the development of Product Environmental Footprint Category Rules (PEFCRs)', Version 6.3

Europäische Union (2024), 'Richtlinie (EU) 2024/1275 des europäischen Parlaments und des Rates über die Gesamtenergieeffizienz von Gebäuden'

Europäische Union (2020), 'Verordnung (EU) 2020/852 des europäischen Parlaments und des Rates über die Einrichtung eines Rahmens zur Erleichterung nachhaltiger Investitionen und zur Änderung der Verordnung (EU) 2019/2088'

f:data GmbH (2025), 'Baupreislexikon', <https://www.baupreislexikon.de>, Stand: Februar 2025

Frischknecht, R. (2020), 'Lehrbuch der Ökobilanzierung', Springer Berlin Heidelberg

Gantner, J. et al. (2018), 'Ökobilanz – Integration in den Entwurfsprozess', *Bauphysik*, 40, Heft 5, 286-297

Geotechnik und Dynamik GmbH (2010), 'Geotechnischer Bericht – Staatsoper Unter den Linden - Sanierung und Grundinstandsetzung. Baugrundbeurteilung und Gründungsberatung', Berlin

Joint Research Centre - Institut für Umwelt und Nachhaltigkeit (2025), 'Normalisation and weighting factors EF3.1 – Juli 2022, Environmental Footprint Transition Phase, 2025', <https://eplca.jrc.ec.europa.eu/EFtransition.html>, Stand: 08.03.2025

Matthey, A. & Bünger, B. (2020), 'Methodenkonvention 3.1 zur Ermittlung von Umweltkosten – Kostensätze', Dessau-Roßlau

Maybaum, G. et al. (2011), 'Verfahrenstechnik und Baubetrieb im Grund- und Spezialtiefbau – Baugrund – Baugruben – Baugrundverbesserung Pfahlgründungen – Grundwasserhaltung', Vieweg + Teubner, Wiesbaden

Müller-Kirchbauer, A. et al. (2022), 'Nachhaltigkeit in der Geotechnik – Herausforderungen und Perspektiven'

Mankaa, R. et al. (2023), 'A new life cycle impact assessment methodology for assessing the impact of abiotic resource use on future resource accessibility', *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 29, 116-131

Nationale Milieudatabase (2025), 'Bepalingsmethode Milieuprestatie Bouwwerken', Version 1.2

Naturschutzbund Deutschland e.V. (NABU) (2020), 'Wirtschaften im Einklang mit der Natur – Handlungswege zur Sicherung der Biodiversität', Berlin

Schneider-Marin, P. & Lang, W. (2020), 'Environmental costs of buildings: monetary valuation of ecological indicators for the building industry', *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 25, 1637-1659

Statistisches Bundesamt (2023), 'Nachhaltige Entwicklung in Deutschland – Indikatorenbericht 2022'

Umweltbundesamt (2022), 'Die Nutzung natürlicher Ressourcen – Ressourcenbericht für Deutschland 2022', Spezial: Rohstoffnutzung der Zukunft, Dessau-Roßlau

Van Oers, L. et al. (2019), 'Abiotic resource depletion potentials (ADPs) for elements revisited—updating ultimate reserve estimates and introducing time series for production data', *The International Journal of Life Cycle Assessment*, 25, 294-308

Vries, J. et al. (2024), 'Environmental Prices Handbook 2024: EU27 version – Methodical justification of key indicators used for the valuation of emissions and the environmental impact', Delft

Witt, K.J. (2018), 'Grundbau-Taschenbuch – Teil 2: Geotechnische Verfahren', Ernst & Sohn GmbH, Berlin

Witt, K.J. (2018), 'Grundbau-Taschenbuch – Teil 3: Gründungen und geotechnische Bauwerke', Ernst & Sohn GmbH, Berlin

Bestandsschonende Sanierung eines Bahndamms

Raoul Hölter, Dr. Spang GmbH, Witten

Sarah Hägele, Dr. Spang GmbH, München

Achilles Häring, Dr. Spang GmbH, Esslingen

Paul Gehwolf, Dr. Spang GmbH, München

Zusammenfassung

Auf einem etwa 100 Meter langen Abschnitt der Bahnstrecke 5622 nordwestlich von Feldkirchen Westerham wurden in den letzten Jahren kontinuierlich Gleislagefehler festgestellt. Diese wurden temporär durch wiederholtes Stopfen der Gleise behoben. Um die Ursachen dieser Bewegungen zu ergründen und gezielte Gegenmaßnahmen entwickeln zu können, wurde im Jahr 2023 ein umfassendes geotechnisches Monitoring implementiert. In diesem Beitrag sollen die herausfordernden geologischen und hydrogeologischen örtlichen Gegebenheiten beschrieben werden, die mit Hilfe eines Monitorings als Ursache für die Hangbewegungen identifiziert werden konnten und bei der Wahl eines Lösungsansatzes berücksichtigt werden mussten. Anschließend werden die Überlegungen dargestellt, die zum Sicherungskonzept führten, wobei sowohl die Anforderungen des Naturschutzes als auch die Bedingung, dass die Arbeiten in unmittelbarer Gleisnähe und bei laufendem Betrieb durchgeführt werden müssen, thematisiert werden.

1. Einleitung

Etwa 18 Meter oberhalb eines Prallhangs der Mangfall im Landkreis Rosenheim verläuft die eingleisige, elektrifizierte Bahnstrecke 5622 im Abschnitt zwischen Kilometer 11,7 und 11,9 in einseitiger Dammlage, (Abb. 1). In diesem Bereich treten wiederholt Gleislagefehler auf, welche durch Bewegungen des Dammes und des angrenzenden Hangs verursacht werden. Circa 8 Meter unterhalb der Bahntrasse, weist auch die in etwa parallel verlaufende Straße zunehmende Rissbildungen auf. Zudem sind entlang der Bahnlinie und der Straße großflächige Vernässungszonen zu beobachten.

Die Sanierung des rutschgefährdeten Hanges wurde als unumgänglich eingestuft, wobei neben den üblichen geometrischen und hydrogeologischen Randbedingungen auch die Aspekte des Natur- und Umweltschutzes eine bedeutende Rolle spielten, da das Projektgebiet sich vollständig in einem FFH-Gebiet (Fauna-Flora-Habitat) befindet.



Abbildung 1: Malerisch gelegenes Projektgebiet, inmitten des FFH-Gebietes "Mangfalltal".

2. Monitoring

Durch die deutlich sichtbare Ausprägung eines abrutschenden Bereichs und die regelmäßig aufgezeichneten Gleislagefehler wurde im Rahmen der Gefährdungsabwehr für die Betriebssicherheit vorübergehend eine Geschwindigkeitsbeschränkung von 30 km/h auf einem 200 Meter langen Abschnitt eingerichtet. Für den Nachweis der gleichen Sicherheit und Aufrechterhaltung des Betriebs, wurde ein umfassendes, webbasiertes Mess- und Monitoringsystem als Sofortmaßnahme installiert, das Inklinometer-, Grundwassermessstellen und Tiltmeter nutzt und durch geodätische Kontrollmessungen abgesichert wird.

Entlang der Schienen zwischen Kilometer 11,805 und 11,910 wurden horizontale Ketteninklinometer installiert, die über eine Länge von jeweils etwa 105 Metern Neigungsänderungen stündlich erfassen und daraus vertikale Gleisverformungen ableiten.

Links und rechts der Bahnstrecke sind vertikale Ketteninklinometer angebracht, die die Hangbewegungen überwachen. Mit Sensorabständen von 1,0 Meter und 0,5 Meter, sowie einem Messintervall von drei Stunden beziehungsweise einer Stunde, erfassen diese Neigungen sowohl in hang- als auch gleisparalleler Richtung. Ebenfalls im Hang wurden

zudem drei Tiltmeter installiert, die lokale Neigungsänderungen entlang der quer- und längsgerichteten Achsen registrieren.

Um eine Validierung der kontinuierlich erfassten Daten der o.g. Messsysteme zu ermöglichen, wird seit August 2023 eine etwa monatliche geodätische Vermessung durchgeführt. Dabei werden rund 62 Prismen entlang der Bahntrasse sowie zusätzliche Punkte an ausgewählten Messstellen und am OLA-Mast dreidimensional vermessen.

Zur Erfassung der örtlichen Umweltbedingungen, werden Temperatur und Luftdruck mithilfe integrierter Sensoren überwacht, während zusätzliche Niederschlags- und Temperaturdaten von der Wetterstation „Feldkirchen-Westerham-Lenzmühle“ abgefragt werden.

3. Projektrandbedingungen

3.1 Geologie und Hydrogeologie

Das im Mangfalltal gelegene Projektgebiet ist durch großflächige Rutschungs- und Erosionsprozesse geprägt, welche auch den hier beschriebenen Abschnitt stark beeinflussen. Der Baugrund besteht aus einer komplexen Schichtung quartärer und tertiärer Sedimente, welche ein heterogenes geologisches und hydrogeologisches System bilden. Diese Schichten umfassen Auffüllungen, Kiese, und Sande sowie nichtbindige Sedimente, teilweise stark verfestigt. Sie fungieren überwiegend als Kluft- oder Porengrundwasserleiter mit gering bis mäßiger Durchlässigkeit und zumeist geringer bis mittlerer Ergiebigkeit, wobei die Filtereigenschaften je nach Feinanteil von gering bis mäßig variieren.

Unter den oberflächlichen Schichten liegen Sande der Oberen Süßwassermolasse, die als Porengrundwasserleiter mit geringeren Ergiebigkeiten und mäßigem bis hohem Filtervermögen klassifiziert werden. Die unterliegenden tertiären Tone und Schluffe weisen eine generell geringe Durchlässigkeit auf. Jedoch können vorhandene Harnisch- und Kluftflächen lokal wasserführend sein, die zu temporären Öffnungen und erhöhten Durchlässigkeiten führen können, was episodische Bewegungen innerhalb der Schichten belegen.

Hydrogeologisch wird das Gebiet von einem in südöstlicher Fließrichtung orientiertem quartären Grundwasserstockwerk dominiert. Der nächste Vorfluter ist die Mangfall, welche südwestlich am Böschungsfuß verläuft.

Während der gesamten Beobachtungszeit von September 2023 bis August 2025 zeigte die neben dem Gleis errichtete GWM keine Wasserführung. Hingegen wurde in der

Messstelle auf Straßenhöhe ein mittlerer Grundwasserstand leicht über der stauenden Schicht der tertiären Tone gemessen. Bei Niederschlag konnte in beiden Messstellen ein Aufspiegeln des Wassers festgestellt werden.

Durch die Messdaten und die geologische Situation, insbesondere den Wechsel von nicht-bindigen quartären zu bindigen tertiären Schichten, wurde die bau- und bemessungsrelevante Grundwassersituation bewertet. Oberflächennahe Sicker- und Schichtwasserzutritte sind zusätzlich bedeutsam, da sie saisonal infolge geringer Durchlässigkeit der oberflächlichen Auffüllungen und bindigen quartären Sedimente auftreten können.

Vegetationsmerkmale wie z.B. Schachtelhalm und Sichelwuchs weisen auf Vernässungszonen hin, die als Wasserzutritte sowie Wasseranstau in lokalen Mulden und Gräben beobachtet werden konnten. Besonders ausgeprägt ist eine Vernässungszone oberhalb des Projektgebietes bei Kilometer 11,825 (Abb. 2), wo ein Wasserzutritt Richtung Bahndamm abfließt. Eine weitere Vernässungszone (Abb. 3) unterhalb eines Rohrdurchlasses ist vermutlich z.T. auf den unzureichend gefassten Ablauf zurückzuführen.

Die Hanglage, die heterogenen Sedimentabfolgen und der lokale Wasseraufstau bewirken gemeinsam eine geotechnisch relevante Schwächung bestimmter Schichten. Die Auswertung der Erkundungsdaten weist auf das Vorhandensein eines großflächigen, tief liegenden Rutschkörpers hin, dessen Gleitfläche sich an der Grenze zu den tertiären Tönen befindet. An dieser Grenzfläche kann es zu einem Wasseraufstau kommen, der zur Durchnässung und einer Verringerung der Scherfestigkeit führt, was wiederum die Stabilität des Hangs beeinträchtigt.

3.2 Technisch-geometrische Randbedingungen

Die Böschung, welche insgesamt ca. 18 Meter hoch ist, weist lediglich eine mittlere Neigung von 22° auf; unter den genannten hydrogeologischen Randbedingungen ist sie jedoch rechnerisch nicht als standsicher nachweisbar. Zwischen der Bahntrasse und der auf halber Höhe bei 560 m NHN verlaufenden Straße zwischen Westerham und dem Bahnübergang bei Kilometer 11,3 sind Verkehrslasten der Bahn und der Straße gemäß Ril 836 und EC-1 als vereinfachte Ersatzlasten in der Bemessung von Sicherungsmaßnahmen zu berücksichtigen.



Abbildung 2: Obere Vernässungszone mit charakteristischem Ackerschachtelhalm-be-wuchs neben dem Gleis.

Beide Verkehrslasten haben einen eher untergeordneten Einfluss auf die Gesamtsicherheit des Damms, dennoch mussten sie insbesondere um ein lokales Versagen unterhalb der Straße zu vermeiden in die Nachweisführung (Grenzzustand GEO-3) einfließen.

Während der Bauzeit war sicherzustellen, dass keine Verfahrenstechnik eingesetzt wird, welche den vorübergehenden Zustand des Hanges weiterverschlechtert. Rammverfahren sollten daher ebenso vermieden werden wie Bohrverfahren mit Wasserspülung oder schwerem Gerät. Außerdem musste gewährleistet werden, dass der Bahnbetrieb während der Arbeiten weitestgehend aufrechterhalten bleibt. Dies bestimmte die Planung und die Wahl der möglichen Verfahrenstechnik.



Abbildung 3: Obere Vernässungszone mit charakteristischem Ackerschachtelhalmbewuchs neben dem Gleis.

3.3 Umwelt- und Naturschutz

Aufgrund der Lage des Bauprojekts im FFH-Gebiet Nr. 8236-371 „Mangfalltal“ war eine entsprechende Vorprüfung notwendig, um festzustellen, ob die geplante Maßnahme eine erhebliche Beeinträchtigung der Erhaltungsziele des Schutzgebietes darstellen könnte und ob eine vertiefte Natura 2000-Verträglichkeitsprüfung erforderlich ist. Um eine solche Verträglichkeitsprüfung zu vermeiden und Beeinträchtigungen des Schutzgebietes zu reduzieren, war eine frühzeitige Abstimmung der Tragwerks- und Entwässerungsplanung für den Bau- und Endzustand mit einer Naturschutzfachplanung von großer Bedeutung.

Mikropfähle wurden als Elemente der Hangsicherung in Betracht gezogen, jedoch wurde eine üblicherweise dazugehörige flächige Oberflächensicherungen durch Spritzbeton ebenso ausgeschlossen wie eine Übernetzung aus Stahldrahtgeflecht. Auch der Bauablaufplan musste umweltgerecht gestaltet werden. Beispielsweise galt es zu berücksichtigen, dass im Projektgebiet vorkommende Zauneidechsen während der kalten Monate in Winterstarre sind. Auf Flächen, die für Bauarbeiten oder deren Zuwegung benötigt werden, musste vorher ein Vergrämen erfolgen und eine anschließende Sicherung mittels Eidechsenzaun, um eine Rückkehr zu verhindern.

3.4 Schadensbilder

Im gesamten Untersuchungs- und Böschungsbereich wurden verschiedene Schadensbilder und morphologische Auffälligkeiten dokumentiert. Diese deuten sowohl auf lokale als auch großflächige (teilweise nicht aktive) Hanginstabilitäten hin. Insbesondere im direkten Umfeld der Bahntrasse sowie im Übergangsbereich zur Hangböschung sind deutliche Deformationen erkennbar.

Einige der Schadensbereiche konnten visuell bei Erstbegehungen nicht identifiziert werden und wurden erst durch das kontinuierliche Monitoring sichtbar. Die fortwährende Bewegung machte diese im Laufe des Projekts auch visuell verifizierbar.

Schadensbilder im Gleis- und Schotterbereich

Bei Kilometer 11,837 befindet sich links der Bahn eine etwa 8 Meter lange Senke unmittelbar neben dem Schotterkörper. Diese Senke reicht mehrere Dezimeter tief und neigt sich in Richtung der Gleise. Zusätzlich zeigt sich eine leichte Absackung im Gleisschotter. Die Struktur wurde als mögliche Anrisskante interpretiert, die auf Bewegungen im Untergrund direkt unterhalb des Gleisbereichs hinweist. Die rasche Wiederkehr des Schachtelhalmbewuchses nach Freischnittmaßnahmen deutet auf einen zeitweiligen Wasseranstieg in der Senke hin.

Deformationen im Randweg und Bahnseitenbereich

Rechts der Bahn schließt ein Randweg an den Schotter an. Dieser Weg erstreckt sich über eine Länge von rund 45 Metern und ist ab Kilometer 11,810 deutlich talseitig geneigt. Der Weg ist in mehreren Abschnitten markant abgesackt und verkippt. Besonders auffällige Absenkungen treten bei Kilometer 11,815, 11,835 und 11,845 auf. Bereits ältere Begutachtungen dokumentierten seit 2004 diese Formveränderungen, sodass von einer langsam kriechenden Hangbewegung ausgegangen werden kann. Ein deutlicher Hinweis auf die fortlaufende Bewegung ist der stark nach außen geneigte OLA-Mast 11/8 bei etwa Kilometer 11,850 (Abb. 1).

Zudem deutet sich ein möglicher Rutschkörper zwischen Bahnstrecke und Straße ab, der durch eine wulstartige Stirnseite sowie eine angedeutete Anrisskante unterhalb des Randwegs erkennbar ist. Verkippte Bäume mit Sichelwuchs und eine vorgewölbte bzw. abgesenkte Berme weisen ebenfalls auf eine aktive Böschungsbewegung hin.

Schäden an der Straße

Die Straße, die oberhalb des Böschungsbereichs verläuft, weist über die Länge des Untersuchungsabschnitts eine signifikante Neigung und horizontale Auswölbung zur Mangfall



Abbildung 4: Rissbildung in der Straße.

hin auf. Der Straßenkörper zeigt zahlreiche Risse, einige bis zu 2 Zentimeter breit und mehrere Meter lang (Abb.4). Trotz der offensichtlichen kürzlichen Erneuerung des Straßenbelags haben sich erneut Risse gebildet, was auf eine weiterhin aktive Hangbewegung hindeutet. Im Rahmen der Baumaßnahme wurde festgestellt, dass im Rahmen früherer Sanierungsmaßnahmen bereits bis zu 70 cm Asphalt lagenweise aufgebracht worden sind.

Schadensbilder unterhalb der Straße und im Uferbereich

Im Bereich unterhalb der Straße ist eine Vielzahl verkippter Bäume zu erkennen, einige davon zeigen einen ausgeprägten Sichelwuchs. Zudem können mehrere Rutschkörper durch ihre wulstartigen Stirnseiten identifiziert werden. Im Uferbereich der Mangfall sind deutliche Unterspülungen sichtbar, die aufgrund der schwierigen Zugänglichkeit nicht vollständig erfasst werden konnten. Es wird jedoch angenommen, dass diese Unterspülungen stellenweise mehr als einen Meter in den Hang hineinreichen. In diesem Bereich treten Nagelfluhbänke zutage, deren Erosionsanfälligkeit gemeinsam mit der Einwirkung der Fließgewässerdynamik zur lokalen Destabilisierung beitragen.

Die ganzheitliche Betrachtung der Schadensbilder deutete auf ein komplexes, großräumiges Hanginstabilitätssystem hin, das durch geologische Heterogenität, Wasserzutritte und topographische Randbedingungen gesteuert wurde.

3.5 Interpretation

Die beobachteten Schäden und die Auswertung der Messergebnisse der Inklinometer deuten auf eine lokale, vermutlich auf den Gesamthang bezogene flachgründige Rutsch- bzw. Kriechbewegung hin. Diese Bewegung erstreckt sich über den Abschnitt von Kilometer 11,825 bis Kilometer 11,855. Das Anrissgebiet befindet sich direkt unterhalb des Bahndamms bzw. links der Bahn zwischen Kilometer 11,830 und Kilometer 11,845 und reicht bis zum Böschungsfuß unterhalb der Straße. Die genaue Tiefenlage der Gleitfläche im oberen Hangbereich bzw. im Bereich der Gleisanlage ist nicht bekannt. Diese kann im Übergangsbereich von nicht bindigen zu bindigen Böden, im Übergangsbereich der bindigen Auffüllungen zu den anstehenden tertiären Tonen und Schluffen oder innerhalb der tertiären Tone und Schluffe liegen. Letzteres könnte durch Wasserwegigkeiten innerhalb von Klüften bzw. die Ausbildung von großflächigen Harnischen bzw. deren temporäre Öffnung innerhalb der Tone begünstigt werden.

Im Übergangsbereich von nicht bindigen zu bindigen Auffüllungen wurde zudem das Potenzial für Stauwasserhorizonte festgestellt, die dort zur Bildung einer Gleitfläche führen könnten. Seit Dezember 2023 zeigt das Inklinometer im Straßenbereich geringfügige, hangabwärts gerichtete Verformungen und weist auf die Entwicklung einer Scherfläche in einer Tiefe von etwa 3,5 bis 4,0 Metern unter der Geländeoberfläche hin. Diese Scherfläche befindet sich im Übergangsbereich von quartären Kiesen zu den wasserstauenden tertiären Tonen.

4. Lösungsansatz

Angesichts der festgestellten Schadensbilder wurden bauliche Maßnahmen erforderlich, um die dauerhafte Standsicherheit sicherzustellen. Diese Maßnahmen mussten die o.g. Randbedingungen berücksichtigen und sowohl während der Bauzeit als auch dauerhaft nur geringfügige Auswirkungen auf die lokale Umwelt haben. Daher wurde im Rahmen einer Vorplanung eine umfassende Analyse verschiedener Varianten durchgeführt, die zu dem nachfolgend beschriebenen Lösungskonzept führte.

Das Lösungskonzept bestand aus zwei Hauptkomponenten: Zum einen wurde eine konstruktive Sicherung des Bahndamms mittels Mikropfählen unterhalb der Bahnstrecke geplant, um weitere Bewegungen zu verhindern oder zu reduzieren. Zum anderen war der

Einbau von gleisparallelen Rigolen oberhalb und unterhalb des Bahndamms vorgesehen, um Oberflächen- und Sickerwasser effizient abzufangen.

4.1 Böschungssicherung

Die Planung zur Sicherung des Hangs sowohl oberhalb der Straße am Bahndamm als auch unterhalb der Straße an der Böschung zur Mangfall sah den Einsatz von Mikropfählen vor. Die Nutzung dieser Pfähle zur Hangsicherung ist ein gängiges Verfahren, jedoch muss ihr grundlegendes Tragverhalten berücksichtigt werden, da Mikropfähle nur auf axiale Lasten bemessen werden dürfen, nicht für Schub- oder Biegekräfte. Wenn eine potenzielle Bruchfigur einen Pfahl durchquert, wird die stabilisierende Wirkung des Pfahls durch eine in Achsrichtung wirkende Kraft berücksichtigt. Diese errechnet sich durch die Mantelfläche des Mikropfahls, die außerhalb der Bruchfigur liegt, multipliziert mit der Mantelreibung des umgebenden Bodens. Im Gegenzug muss diese im Mikropfahl auftretende Zugkraft auch auf den Bruchkörper übertragen werden. Falls die Länge des Mikropfahls innerhalb der Bruchfigur hierfür nicht ausreicht, erfolgt typischerweise ein Kraftübertrag vom Pfahl auf die verwendete Oberflächensicherung, etwa durch eine Spritzbetonschale oder eine Netzkonstruktion. Aufgrund der Umweltschutzauflagen musste jedoch diese flächige Oberflächensicherung hier vermieden werden.

Daher wurden vergrößerte Kopfplatten der Mikropfähle bemessen, die einen Lastübertrag der verbleibenden Pfahlkraft am Mikropfahlkopf lokal auf den Boden ermöglichen. Die maximale Pfahlkraft wurde mit 25 kN festgelegt und sollte über die Kopfplatte mit 0,5 m x 0,5 m, und sofern erforderlich über Keilplatten zum Winkelausgleich, auf den Boden

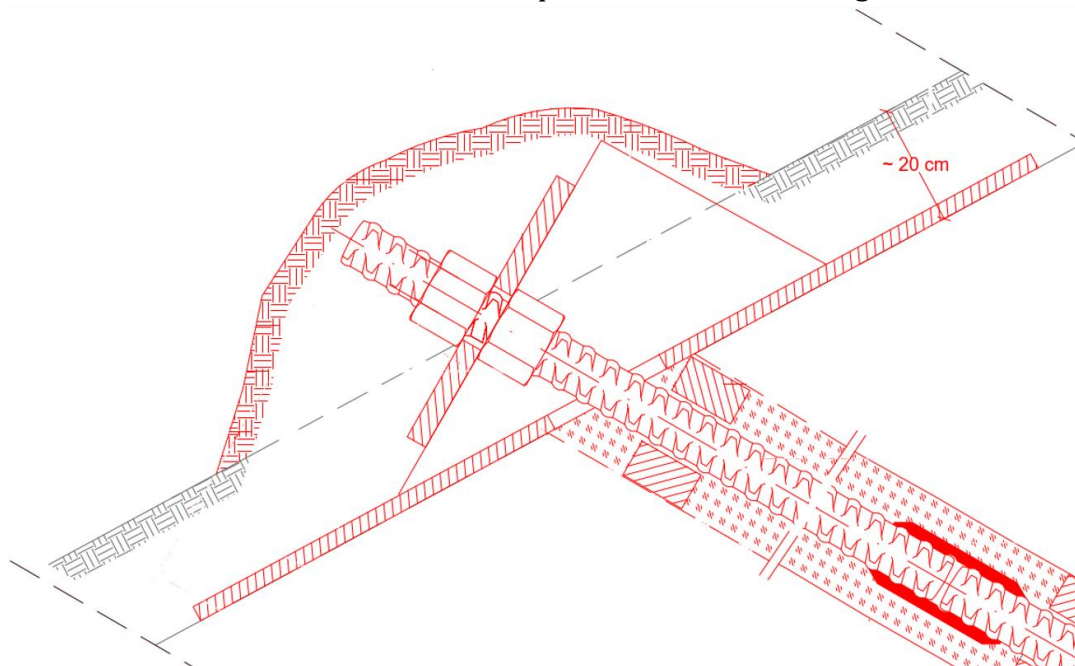


Abbildung 5: Schematische Darstellung des Pfahlkopfes (nicht maßstäblich).

übertragen werden (Abb. 5 und 6). Zu Nachweiszwecken war sicherzustellen, dass unter der Kopfplatte ein Grundbruchversagen ausgeschlossen werden konnte. In Anbetracht des bindigen Bodens und der flachen Neigung der Böschung war kein oberflächennahes Versagen zu erwarten, was eine weitere Oberflächensicherung überflüssig machte.

Um den Korrosionsschutz der Mikropfähle sicherzustellen, wurden die Kopf- und Keilplatten sowie die Anker- und Verlegekomponenten werkseitig verzinkt, ähnlich wie bei rückverhängten Übernetzungen. Die Wahl der Mikropfähle fiel auf SN-Anker, da diese im Gegensatz zu Selbstbohrankern mithilfe eines verrohrten Verfahrens und Luftspülung hergestellt werden können. Dieser zusätzliche Aufwand war gerechtfertigt, denn die Verrohrung mit Luftspülung stützt das Bohrloch, ohne dass eine Zementspülung erforderlich ist, und vermeidet Verschmutzungen am Hang. Die Stabilität des Bohrlochs ermöglichte darüber hinaus die Installation der Mikropfähle während des laufenden Betriebs. Obwohl Wasserspülung aus umwelttechnischen Gründen möglich gewesen wäre, wurde diese Option ausgeschlossen, um eine zusätzliche Destabilisierung des Hangs durch Wassereintritt zu vermeiden.

Das Pfahlraster wurde so optimiert, dass möglichst wenige Pfähle benötigt werden, um den ökologischen Eingriff zu minimieren, gleichzeitig aber sicherzustellen, dass die von der Kopfplatte übertragene Last nicht 25 kN überschreitet. Die in Kapitel 3.4 beschriebenen tief liegenden Bruchfiguren wurden in den Berechnungen zur globalen Standsicherheit im Grenzzustand GEO-3 als entscheidend bestätigt. Um diese großen Bruchkörper mithilfe von Mikropfählen abzustützen, sind etwa 18 Meter lange Mikropfähle notwendig. Unmittelbar unterhalb der Straße sind zudem zwei Reihen von etwa 9 Meter langen Mikropfählen vorgesehen, um ein lokales Versagen an dieser Stelle zu verhindern. Der horizontale Abstand der Pfähle beträgt 1,75 Meter. Die vertikalen Abstände sind konsistent auf 1,0 m oberhalb bzw. 1,25 m unterhalb der Straße festgelegt. Die Pfahlköpfe werden etwa 20 Zentimeter unter der Geländeoberfläche unter dem Oberboden eingefügt (Abb.6). Nach der Herstellung der Ankerköpfe sollen diese mit dem zwischengelagerten Oberboden abgedeckt werden, sodass die Maßnahme letztlich keine sichtbaren Spuren hinterlässt.

Da die Mikropfähle nicht zur oberflächennahen Sicherung gedacht waren, konnte eine horizontale Abweichung von maximal 0,5 Meter zugelassen werden, um die Ansatzpunkte der Mikropfähle an örtliche Gegebenheiten anzupassen. Zum Baubeginn befanden sich im Bereich der Bahnböschung oberhalb der Straße keine Bäume. Unterhalb der Straße jedoch gab es schützenswerten Buchenwald. Hier wurden die Ansatzpunkte der Mikropfähle während einer Begehung durch Statiker, Vermesser und Umweltplanung -



Abbildung 6: Eingebaute Mikropfähle mit Kopfplatte.

gemeinsam eingemessen und angepasst, um Baumfällungen weitestgehend zu minimieren. Besondere Aufmerksamkeit lag auf der Erhaltung älterer Buchen, wobei ausgeschlossen werden konnte, dass Höhlenbäume betroffen sind. Die Erstellung der Mikropfähle bzw. die Andienung ihrer Herstellung im unteren Hangbereich zwischen Straße und Mangfall sollte möglichst von Arbeitsbühnen oder Schreitbaggern von der Straße aus erfolgen (Abb. 7).

4.2 Entwässerung

Die Standsicherheit der Böschung konnte dauerhaft durch den Einbau der Mikropfähle allein nicht gewährleistet werden. Allen Projektbeteiligten war klar, dass Mikropfähle lediglich die Symptome der beschriebenen Schadensbilder beheben bzw. minimieren konnten, nicht aber deren Ursachen. Als zweites Element der Böschungssicherung wurde daher eine Tiefenentwässerung mittels Rigolen geplant, die gezielt im Bereich des Wasseraufstaus auf Schichtgrenzen angeordnet wurde, basierend auf den umfangreichen vorangegangenen Erkundungen.



Abbildung 7: Einbau Mikropfähle von der Straße aus.

Die erste Rigole wurde östlich, links der Gleise, bis zu einer Tiefe von etwa 5,5 Metern unterhalb der Geländeoberfläche vorgesehen. Mit etwa 30 Metern Länge erstreckt sie sich über den Abschnitt bei Kilometer 11,840, genau dort, wo die größten Verformungen des Gleises und der Inklinometers sowie eine starke Vernässungszone festgestellt wurden. Die Tiefe der Rigole wurde so gewählt, dass sie die Schicht der tertiären Schluffe und Tone erreicht. Diese Schicht weist eine sehr geringe Durchlässigkeit auf, wodurch das nordöstlich zuströmende Wasser am Eindringen in den Bahndamm gehindert und in der Rigole gebunden wird. Auf diese Weise konnte der Wasserstand bei den Standsicherheitsberechnungen auf die Sohle der Rigole abgesenkt werden, was in Kombination mit den Mikropfählen gemäß Kapitel 4.1 die Böschungstabilität sicherstellte.

Um den Wasserzufluss zu blockieren, werden die Rigolen vollständig mit Natursteinschotter ohne Feinanteile verfüllt und mit Vlies umhüllt. In der Sohlenebene der Rigole wird ein Vollsickerrohr mit geringer Neigung verlegt. Die Rigole sollte unter dem Schutz eines Systemverbaus erstellt werden, der mit dem Fortschritt der Verfüllung sukzessive zurückgezogen werden kann. Dabei ist zu beachten, dass durch die Einbringtechnik eines Systemverbaus gewisse Verformungen des Bodens entstehen, weswegen die Rigole

außerhalb des Druckbereichs des Gleises geplant wurde, damit die Arbeiten parallel zum Bahnbetrieb erfolgen können. Das in der Rigole gesammelte Wasser wird durch eine neu verlegte Rohrleitung durch den Bahndamm und unter der Straße hindurchgeführt, um schließlich in einem offenen Gerinne der Mangfall am Böschungsfuß als Vorfluter zugeführt zu werden.

Eine zweite Rigole wurde zwischen Gleis und Straße bei Kilometer 11,780 geplant, dort wo die zweite große Vernässungszone im Projektgebiet lokalisiert wurde (Abb. 3). Die grundlegende Bauweise ist identisch, aber in diesem Bereich genügt eine Rigolentiefe von 1,5 Metern, da die wasserstauende Schicht der bindigen quartären Ablagerungen nur nahe der Oberfläche vorkommt. Die Entwässerungsleitung der Rigole wird am nördlichen Ende an einen Sammel-schacht angeschlossen, in den auch ein neu zu errichtendes Kaskadenbauwerk mündet, das am bestehenden, aber unzureichend gefassten Durchlass (s.o.) bei Kilometer 11,764 angeschlossen wird. Von diesem Schacht aus wird das gesammelte Wasser ebenfalls unter der Straße hindurchgeleitet und anschließend über ein offenes Gerinne der Mangfall zugeführt. Um zu verhindern, dass die am Übergang von geschlossener zu offener Wasserführung gelegene Wirbelkammer eine Gefahr für Amphibien oder andere Kleintiere darstellt, wurde ein Kopfstück mit Rückstauklappe eingeplant.

5. Fazit

Die Lage des Projektgebiets in einem Naturschutzgebiet oberhalb der Mangfall stellte besondere Herausforderungen bei der Planung und Durchführung der Bauarbeiten dar. Es wurde ein umfassendes Hangsicherungskonzept entwickelt, das nicht nur die sichtbaren Symptome der messbaren Rutschbewegungen adressiert, sondern gezielt die Ursachen, wie die Bodendurchfeuchtung und den tieferliegenden Wasseraufstau, angeht.

Das Wasser, das in tiefen Rigolen gesammelt wird, wird zunächst durch unterirdische Rohrleitungen und anschließend über eine Raubettsohle zur Mangfall geleitet. Darüber hinaus wurde der Einbau von tiefen Mikropfählen vorgesehen, die den Rutschhorizont durchdringen und die langfristige Stabilität des Hangs sichern sollen. Auf herkömmliche Oberflächensicherungen wie Spritzbetonschalen oder Übernetzungen wurde verzichtet, da diese den Naturschutzvorgaben nicht entsprochen hätten. Stattdessen wurde ein innovativer Ansatz mit vergrößerten Pfahlkopfplatten gewählt, der eine flächige Lastverteilung ermöglicht und sich natürlich in die Umgebung integriert.

Brückenwiderlager aus geokunststoffbewehrter Erde (KBE): Erste Erfahrungen mit einer innovativen Bauweise in Deutschland

Felix Lehmann, ELE Beratende Ingenieure GmbH, Essen

Zusammenfassung

Die Bauweise von Stützkonstruktionen aus geokunststoffbewehrter Erde (KBE) wird seit Jahrzehnten weltweit erfolgreich ausgeführt. Insbesondere in den Nachbarländern Deutschlands werden KBE-Konstruktionen auch als dauerhafte Brückenwiderlager eingesetzt. In Deutschland wurden bislang im Wesentlichen temporäre Brückenwiderlager für Behelfsbrücken o. Ä. errichtet und nach einer kürzeren Betriebsdauer wieder zurückgebaut. Auf Grundlage eines Pilotprojektes, das im Jahr 2019 realisiert wurde, wurden mittlerweile mehrere Dauerbauwerke im Bundesfernstraßennetz und für die Straßenbauverwaltungen umgesetzt. Antrieb hierfür ist das Streben des BMV, im Hinblick auf die derzeitige Altersstruktur der Brückenbauwerke in Deutschland, die ausstehenden Ersatzneubauten durch innovative Bauweisen zu beschleunigen. Der vorliegende Beitrag fasst die besonderen Erkenntnisse des Pilotprojektes zusammen und bietet einen Überblick über die Erfahrungen mit den an das Pilotprojekt angelehnten Bauwerken in Deutschland sowie die aktuelle Fortschreibung des Regelwerkes.

1. Veranlassung

Die aktuelle Brückenstatistik der Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (BASt) zeigt, dass mehr als 4 % der rund 40.000 Brücken im Bundesfernstraßennetz eine Zustandsnote zwischen 3,0 und 4,0 aufweisen (Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen, 2025). Dies entspricht einem nicht ausreichenden (3,0–3,4) beziehungsweise ungenügenden Zustand (3,5–4,0). In den kommenden Jahren wird daher bei einer beträchtlichen Anzahl von Bauwerken eine Instandsetzung oder – aus konstruktiven oder wirtschaftlichen Gründen – ein Ersatzneubau erforderlich sein. Um Bauzeiten zu verkürzen und die Beeinträchtigungen für Verkehrsteilnehmer möglichst gering zu halten, hat das Bundesministerium für Verkehr (BMV) daher verschiedene Pilotprojekte initiiert.

Eine der Bauweisen, für die ein Pilotprojekt umgesetzt wurde, ist das Widerlager aus geokunststoffbewehrter Erde. Grund dafür sind u. a. die damit erreichbaren verkürzten

Bauzeiten und Kosteneinsparungen, die aus einer weniger aufwendigen Baustelleneinrichtung, reduziertem Geräteeinsatz und geringerem Platzbedarf resultieren. Darüber hinaus bietet die Bauweise weitere Vorteile wie eine einfache Rückbarkeit und – im Vergleich zu Widerlagerkonstruktionen in Massivbauweise – erhebliche CO₂-Einsparungen durch die Verwendung deutlich geringerer Mengen von Baustoffen mit einem starken CO₂-Footprint, etwa Stahlbeton.

2. Begriffsdefinition und Tragverhalten

Widerlager aus KBE werden definiert als Stützkonstruktionen aus KBE und einem darauf abgesetzten Auflagerbalken, der zumeist in Ortbetonbauweise oder Halbfertigteilen ausgeführt wird. Sie stellen damit eine Sonderform der Stützkonstruktion dar.

Stützkonstruktionen und somit Widerlager aus KBE bestehen aus einer flächig eingebauten Zugbewehrung aus Geogittern, dem umgebenden Bodenmaterial (Füll- und Hinterfüllboden) sowie einer Frontverkleidung. Durch die Bewehrung erhält der Füllboden ein anisotropes Materialverhalten, das wesentlich durch die Interaktion zwischen Boden und Bewehrung bestimmt wird. Geokunststoffbewehrte Erdkörper weisen im Vergleich zu Widerlagern in Massivbauweise ein duktileres Tragverhalten auf. Aufgrund der hohen inneren Festigkeit des entstehenden Verbundsystems aus Boden und Geogittern verhält sich die Konstruktion erdstatisch ähnlich wie ein monolithischer Körper.

Um die Dauerhaftigkeit zu gewährleisten und zum Schutz der KBE vor Anprall, Brand, UV-Strahlung, biologischen Angriffen (z. B. durch Nagetiere) und Vandalismus hat eine Verblendung der KBE durch Frontelemente, etwa Stahlbetonfertigteile, Gabionen o. Ä. zu erfolgen. Bei Frontelementen von KBE-Körpern wird allgemein unterschieden zwischen passiven Elementen, die keine statischen Funktion beim Lastabtrag des Brückenbauwerks übernehmen, und aktiven Elementen, die kraftschlüssig mit der Bewehrung verbunden werden und somit Teil der Systemstatik werden. Einen Längsschnitt durch ein Widerlager aus KBE einschließlich der wesentlichen Systemkomponenten zeigt Abb. 1.

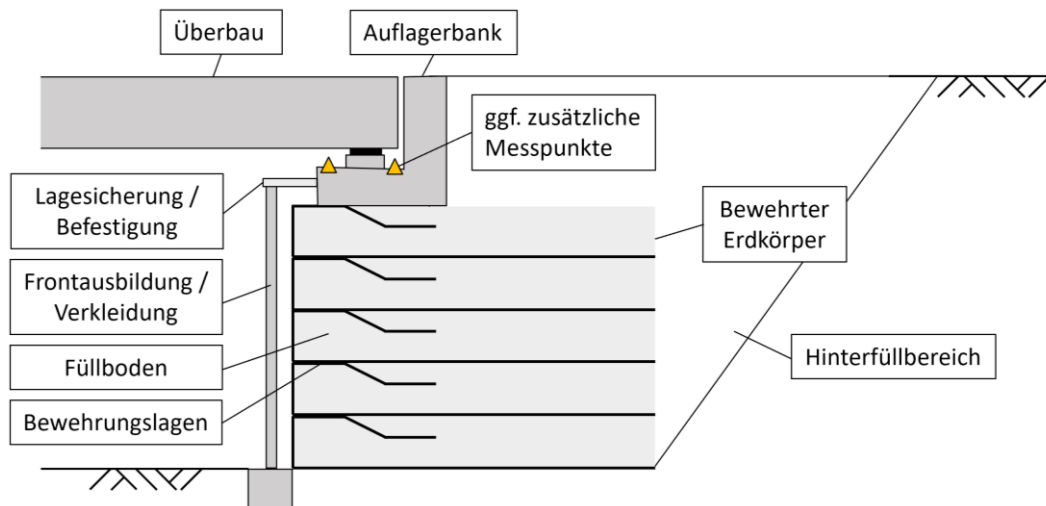


Abbildung 1: Prinzipdarstellung eines Widerlagers aus KBE mit passivem Facing.

3. Pilotprojekt

Vor dem Hintergrund eines steigenden Erneuerungsbedarfs im Brückenbestand der Bundesfernstraßen wurde 2019 das Pilotprojekt „Stokkumer Straße“ umgesetzt. Es handelt sich dabei um den Ersatzneubau der Überführung eines Wirtschaftsweges über die BAB A3 bei Emmerich. Die im Bauwerk eingebaute Messtechnik bestätigte die Eignung der Bauweise für dauerhafte Brückenwiderlager. Das Pilotprojekt wurde im Jahr 2023 mit dem Sonderpreis „Nachhaltiges Bauen“ des Deutschen Brückenbaupreises ausgezeichnet.

Als Besonderheit im Zuge des Monitorings des Bauwerks sind eine vertikale Probelastung mit Belastungsfahrzeugen sowie die Durchführung von horizontalen Belastungsversuchen (Bremstests) zu erwähnen, die sehr selten ausgeführt werden, um das Verformungsverhalten des Brückenbauwerks auf den Widerlagern aus KBE zu untersuchen. Mit insgesamt drei Belastungsfahrzeugen wurde das mit der Messtechnik versehene Widerlager über 3 Stunden mit etwa 360 kN vertikal belastet. Dabei wurden vertikale Verformungen des Auflagerbalkens im unteren Millimeterbereich gemessen. Zusätzlich wurden horizontale Belastungen mit einem beladenen Lkw durch Auffahren und Abbremsen auf dem Überbau von rd. 120 bis 140 kN aufgebracht. Das Verformungsverhalten des Überbaus und des Widerlagers (Festlagers) wurden mit einer zusätzlichen und redundanten Messtechnik gemessen. Aus den v. g. horizontalen Belastungen resultierten Horizontalverformungen zwischen 0,1 mm und 0,3 mm.

Die wesentlichen Erkenntnisse zu dem Pilotprojekt sind ausführlich in Placzek et al. (2022) zusammengefasst und werden durch Placzek, Marzahn & Lehmann (2025) ergänzt.

4. Weitere Dauerbauwerke in Deutschland

Nach dem Pilotprojekt kamen KBE-Widerlager in Deutschland zunächst nach der Hochwasserkatastrophe 2021 beim schnellen Ersatzneubau mehrerer Brücken über Gewässer zum Einsatz, unter anderem an der L182 über den Swistbach, der L12 über den Vichtbach und der B56 über die Erft. Durch die Kombination aus bewehrter Erde und Fertigteilüberbauten konnten diese Bauwerke in kurzer Zeit errichtet werden; die Brücke über den Swistbach wurde beispielsweise innerhalb von rund dreieinhalb Monaten fertiggestellt.

Im deutschen Autobahnnetz wurden zwei weitere Brückenbauwerke mit Widerlagern aus KBE realisiert. Die KBE-Widerlager des Bauwerks Hochlarmarkstraße der BAB A43 in Recklinghausen besitzen eine Grundfläche von etwa $17,0 \text{ m} \times 10,0 \text{ m}$ und eine Höhe von rund $6,0 \text{ m}$ bis zur Sauberkeitsschicht des Auflagerbalkens. Sie wurden mit einaxialen Geogittern in Umschlagbauweise hergestellt. Zur Erhöhung der Steifigkeit wurde der Füllboden mit Bindemittel verbessert, weshalb ein alkalibeständiges PVA-Geogitter mit einer Nennzugfestigkeit von 400 kN/m eingesetzt wurde. Der Auflagerbalken und der Überbau wurden in Ortbetonbauweise beziehungsweise mit Stahlbeton-Halffertigteilen hergestellt. Die KBE erhielt anschließend eine Verblendung aus Stahlbetonfertigteilen. Den Bauzustand der KBE zu Beginn der Erdarbeiten (Einbau des Füllbodens in der 2. Bewehrungslage) zeigt die Abb. 2.

Zur Überwachung der Gebrauchstauglichkeit wurden Messmarken am Auflagerbalken angebracht. Dabei wurden maximale Setzungen von etwa 2 cm gemessen, die überwiegend unmittelbar nach dem Einbau der Halffertigteile auftraten. Spätere Messungen zeigten nur noch geringe Verformungen von 0 bis 5 mm , die deutlich unter den mittels FEM prognostizierten Werten lagen. Die Abb. 3 zeigt den zeitlichen Verlauf der Setzungen des Auflagerbalkens ab Auflegen der Stahlbeton-Halffertigteile des Überbaus jeweils an den beiden Messpunkten an der Vorderkante des Auflagerbalkens bis zur letzten Folgemessung im Februar 2026.

Für den 8-spurigen Ausbau der BAB 40 zwischen Duisburg Homberg und AS Duisburg Häfen wurde das bislang zweite Bauwerk mit Widerlagern aus KBE im Autobahnnetz erstellt. Zudem wurde im Jahr 2025 der Ersatzneubau einer Brücke über die DB Neckartal in Rottweil mit KBE-Widerlagern umgesetzt.

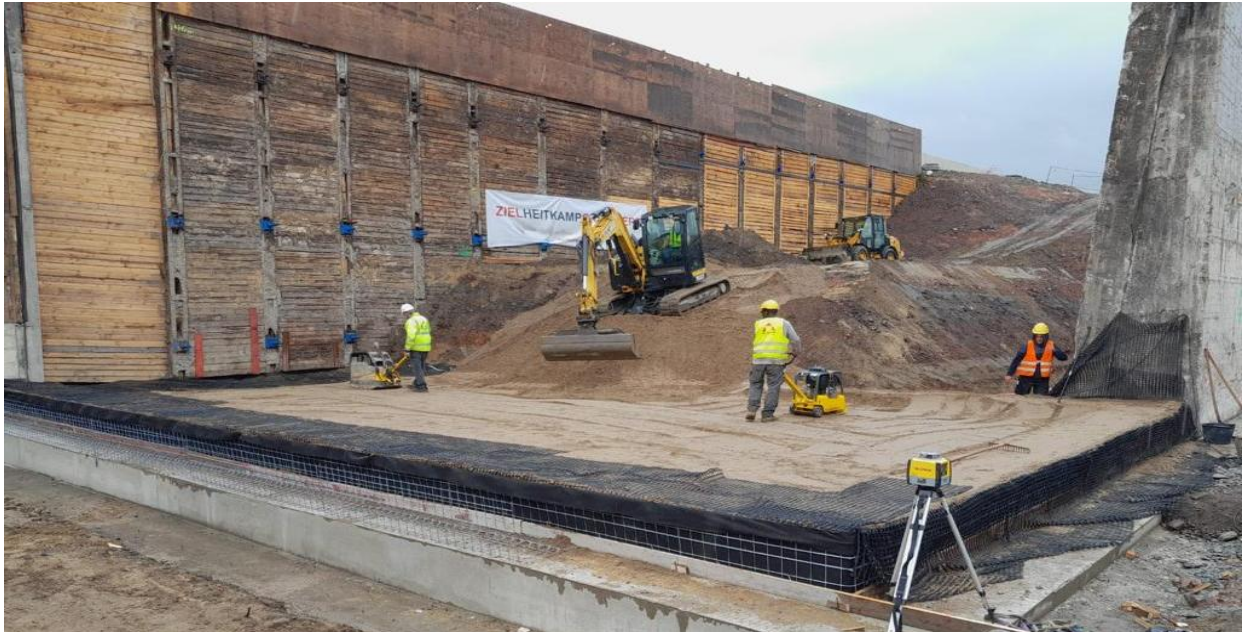


Abbildung 2: Aufbau der KBE für die Widerlager des BW Hochlarmarkstraße der BAB A43 (Heitkamp UG).

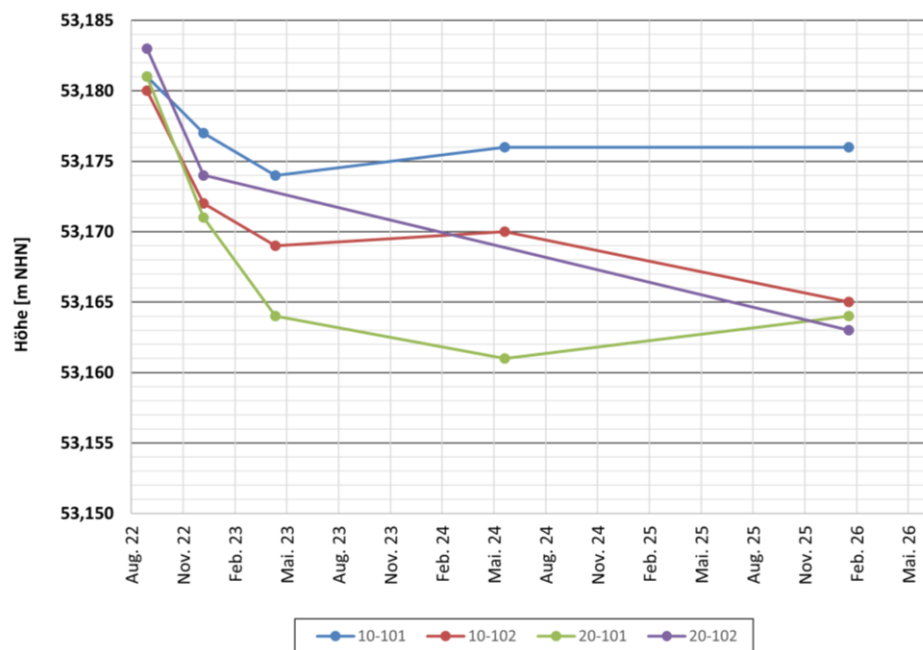


Abbildung 3: Setzungsverlauf des Auflagerbalkens am BW Hochlarmarkstraße BAB A43.

5. Aktueller Stand der Regelwerke und Ausblick

Mit der aktuellen Fassung der DIN 1076:2026-01 (2026) wurden Widerlager aus KBE unabhängig von ihrer sichtbaren Höhe unlängst als Ingenieurbauwerke eingeführt. Damit einher gehen eine fachtechnische Prüfung und Qualitätskontrolle der Planung und Ausführung sowie regelmäßige Bauwerksprüfungen.

Grundsätzlich ist die Bemessung von Stützkonstruktionen aus KBE mit den Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen, EBGEO (2010), die Normencharakter aufweisen, möglich. Die darin aufgeführten Nachweisverfahren können auch auf Standsicherheitsnachweise von Brückenwiderlagern aus KBE übertragen werden. Nach EBGEO (2010) handelt es sich bei Widerlagern aus KBE mit einer Höhe der KBE von $H \geq 2,0$ m um Bauwerke der Geotechnischen Kategorie GK 3.

Alle Standsicherheitsnachweise sind unter Berücksichtigung der DIN EN 1997-1:2014-03 (2014) und DIN 1054:2021-04 (2021) zu erstellen. Die Verformungen der KBE-Konstruktion werden üblicherweise zunächst anhand von Erfahrungswerten aus der EBGEO (2010) sowie der DIN EN 14475:2006-04 (2006) überschlägig ermittelt und die tatsächliche Gebrauchstauglichkeit der Konstruktion mittels FEM-Berechnungen bestätigt.

Erstmals in der Fassung von 08/2025 und aktuell in der ZTV-ING (2026) werden in einem Dokument der obersten Bundesbehörde zusätzliche technische Vorgaben für die Planung und Konstruktion, Bauausführung sowie Überwachung der Bauausführung und Qualitätssicherung für die Errichtung von KBE-Widerlagern aufgeführt. Ergänzend dazu werden derzeit detailliertere Hinweise zur Planung für die Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten (RE-ING) erarbeitet und darauf aufbauend zu einem späteren Zeitpunkt das Vorgehen bei der Bauüberwachung in das Merkblatt M-BÜ-ING ergänzt. Die Veröffentlichung und Einführung der entsprechenden Abschnitte dieser Regelwerke ist für das Jahr 2027 vorgesehen.

Literatur

Bundesanstalt für Straßen- und Verkehrswesen (2025), 'Brückenstatistik', www.bast.de, Stand: 01.09.2025

EBGEO (2010), 'Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen', *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.)*, 2. Auflage. Ernst & Sohn, Berlin

DIN 1076:2026-01 (2026), 'Ingenieurbauwerke im Zuge von Straßen und Wegen - Überwachung und Prüfung', Beuth, Berlin

DIN EN 1997-1:2014-03 (2014), 'Eurocode 7 - Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 1: Allgemeine Regeln, Deutsche Fassung EN 1997-1:2004 + AC:2009 + A1:2013', Beuth, Berlin

DIN 1054:2021-04 (2021), 'Baugrund - Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau - Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1', Beuth, Berlin

DIN EN 14475:2006-04 (2006), 'Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bewehrte Schüttkörper', einschließlich Berichtigung 1:2006-12, Beuth, Berlin

Placzek, D. et al. (2022), 'Brückenwiderlager aus geokunststoffbewehrter Erde (KBE) – Alternative für den Neubau und Ersatzneubau von Brückenbauwerken', *Bautechnik*, 99, Heft 2, 123-133

Placzek, D., Marzahn, G. & Lehmann, F. (2025), 'Brückenwiderlager aus geokunststoffbewehrter Erde (KBE) – Erfahrungen aus dem Bau mehrerer Brücken der letzten Jahre', *geotechnik*, 48, 295-303

ZTV-ING (2026), 'Zusätzliche Technische Vertragsbedingungen und Richtlinien für Ingenieurbauten, Teil 2, Abschnitt 4', *Bundesministerium für Verkehr*, Stand: 01/2026

Erfahrung mit KBE als (temporäre) Baukonstruktion und Brückenwiderlager

Lars Vollmert, Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp

Zusammenfassung

Geokunststoffbewehrte Erdbauwerke (KBE) sind durch eine hohe Duktilität des monolithischen Körpers, der aus lagenweise eingebrachten Bewehrungselementen und definierten Erdstoffen besteht, gekennzeichnet. Durch eine Abstimmung der Eigenschaften der Bewehrungslagen sowie der Erdstoffe kann die Eigensteifigkeit und Tragfähigkeit der Konstruktionen gesteuert werden. Über die reine Nutzung als Steilböschung und Stützkonstruktion hinaus wird KBE im europäischen Umfeld zunehmend für Brückenwiderlager eingesetzt. Der geokunststoffbewehrte Erdkörper stellt dann das Widerlager selbst dar, auf dem ein Betonfundament als Träger der Brückenlager aufgesetzt wird. Zu beachten sind neben den Werkstoffen und deren Interaktion der Bauprozess und die Wechselwirkung der unterschiedlichen Baukörper. Die Konstruktionsweise stellt damit eine Mischung aus geotechnischen Verfahren und konstruktivem Ingenieurbau dar. Infolge der Komplexität der geotechnischen Konstruktion im Zusammenspiel mit den lokal konzentrierten Flächenlasten ergeben sich besondere Anforderungen an die Bemessung, Prognose von Verformungen und die Robustheit der Konstruktion.

1. Einführung

Geokunststoffbewehrte Steilböschungen und Stützkonstruktionen sind als Verbundbauwerke aus Erdstoffen und Bewehrungslagen aus Geokunststoffen anzusehen, deren technische Eigenschaften vorwiegend durch das Zusammenwirken dieser beiden Baustoffe bestimmt werden. Der Verbundbaustoff erreicht eine hohe Tragfähigkeit und kann daher auch als Brückenwiderlager mit hohen Flächenpressungen der Auflagerbank eingesetzt werden (Abb. 1).

Als Bewehrungslagen werden Geogitter eingesetzt, deren Eigenschaften auf das Zusammenwirken mit den vorzugsweise verwendeten nicht-bindigen Böden und die Begrenzung von Verformungen abgestimmt sind. Abb. 2 zeigt die Zuordnung der nach EBGE0 (2010) definierten Begriffe für eine in horizontalen Lagen hergestellte geokunststoffbewehrte Stützkonstruktion. Die Konstruktion ist gekennzeichnet durch den bewehrten Erdkörper mit den drei wesentlichen Konstruktionselementen Füllboden, Bewehrungslagen und Frontausbildung. Vor dem Hintergrund der großen Ähnlichkeit dieser

Bauweise mit dem im M SASE (2010) geregelten Bauverfahren *Bewehrte Erde* wird sie als Kunststoff-Bewehrte-Erde (KBE) bezeichnet.



Abbildung 1: Anwendung eines Geokunststoff-Bewehrten-Erdkörpers (KBE) als Widerlager einer Behelfsbrücke (i-Lent, Ruimte voor de Waal, Nijmegen, Niederlande).

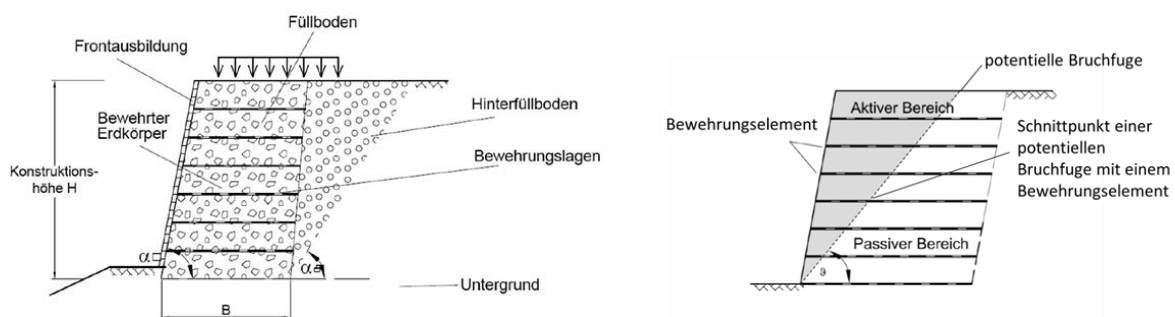


Abbildung 2: Definition von grundlegenden Begriffen für geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen (EBGEO, 2010).

Als wesentlicher Unterschied zum Bauverfahren *Bewehrte Erde* nach M SASE (2010), bei dem einzeln verlegte Stahlbänder und meist daran gekoppelte Frontelemente aus Beton oder Stahl genutzt werden, ist bei einer KBE die flächige Anordnung der Bewehrung zu

sehen. Der in der Bemessung ansetzbare Verbund der Bewehrung zum Füllboden ist direkt von der Überlagerungsspannung abhängig und kann in definierten Versuchen ermittelt und beschrieben werden. Bei allen Konstruktionsformen wird die Festigkeit der Bewehrungselemente als haltende Kraft angesetzt, wenn ein Bewehrungselement im Rahmen der Bauteilbemessung durch eine potenzielle Bruchfuge bzw. einen potenziellen Bruchmechanismus geschnitten wird, Abb. 2. Ist der Materialwiderstand einer Bewehrungslage größer als der Herausziehwiderstand der Bewehrungslage aus dem aktiven oder dem passiven Bereich, kann der Herausziehwiderstand maßgebend werden; es sind daher immer alle drei Versagensmechanismen zu betrachten, für jede geschnittene Bewehrungslage für den jeweiligen Schnittpunkt zu berechnen und jeweils der geringste Widerstand der einzelnen geschnittenen Bewehrungslagen summarisch zu berücksichtigen.

Im Unterschied zu z. B. Stahlbetonwinkelstützen oder freistehenden Spundwänden, bei denen die Beanspruchungen infolge Erddruck aus dem Hinterfüllbereich durch eine sehr hohe Biegesteifigkeit aufgenommen werden müssen, weisen geokunststoffbewehrte Erdkörper eine hohe innere Strukturfestigkeit auf und wirken monolithisch. Durch die Vielzahl an Bewehrungselementen und die Möglichkeit, infolge der Interaktion Boden/Geokunststoff Spannungen durch Verformungen umzulagern, ist ein inneres Strukturversagen bei sachgerechter Dimensionierung erst bei sehr großen Verformungen zu erreichen. Überbeanspruchungen führen daher zunächst zu übergroßen Verformungen, die die Gebrauchstauglichkeit einschränken und im ungünstigsten Fall ein Versagen frühzeitig ankündigen. Die hohe Duktilität der Konstruktion ist daher ein weiteres charakteristisches Merkmal der Bauweise, sodass sie international in Erdbebengebieten und auf verformbaren Untergründen bevorzugt angewendet wird.

2. Entwicklung der Bauweise in Deutschland

2.1 Praktische Erfahrungen

Mit der Entwicklung polymerbasierter Textilien in den 1960er Jahren wurden diese aufgrund ihrer sehr guten technischen Eigenschaften wie Beständigkeit und hohe Zugfestigkeit erstmals in Anwendungen des Erdbaus zur Verbesserung der Tragfähigkeit von Verkehrswegekonstruktionen und als Trenn- und Filterlagen eingesetzt. Bereits mit Beginn der Achtzigerjahre (1981) wurde die vermutlich erste geotextilbewehrte Stützkonstruktion in Deutschland errichtet und 1983 die erste Vorschrift mit Berechnungsgrundlagen für den Bau von Steilböschungen entwickelt (Lieberenz & Mägel, 2012).

Grundlagenuntersuchungen z. B. von Krieger & Thamm (1988) an großmaßstäblichen Modellen und die Aus- und Bewertung von Feldmessungen z. B. unter Eisenbahnverkehrslasten (Jas, 1992) zur Verifizierung von Berechnungsverfahren führten zur Verbreitung der Anwendung und Akzeptanz für komplexe und dauerhafte Konstruktionen. Die Bandbreite reicht dabei im Verlauf der letzten dreieinhalb Jahrzehnte von Stützkonstruktionen bei Autobahnprojekten (Stiegler & Floss, 1999) bis zu 25 m hohen Stützkonstruktionen, bei denen aufgrund der sehr guten Beständigkeit der Geogitter Füllstoffe mit umweltrelevanten Inhaltsstoffen eingesetzt werden können (Greve et al., 2007).

Die Anwendung und Bemessung geokunststoffbewehrter Steilböschungen und Stützkonstruktionen entspricht z. B. im Bereich der Bundesfernstraßen durch die Einführung von Technischen Lieferbedingungen TL GeoK E StB (2005) mit Checklisten und Merkblatt, erstmals 1994, aktuell überarbeitet mit Fassung 2016 (M Geok E, 2016), sowie die Herausgabe der EBGEO, erstmals in der Fassung von 1997 und aktuell in der Fassung 2010 (EBGEO, 2010) mit normativem Verweis durch DIN 1054 (2010), den anerkannten Regeln der Technik. Für die Bemessung mit Bewehrungen aus Geokunststoffen sind über den EC 7 und die DIN1054:2010 hinaus Teilsicherheitsbeiwerte notwendig, die für Deutschland in den EBGEO angegeben sind.

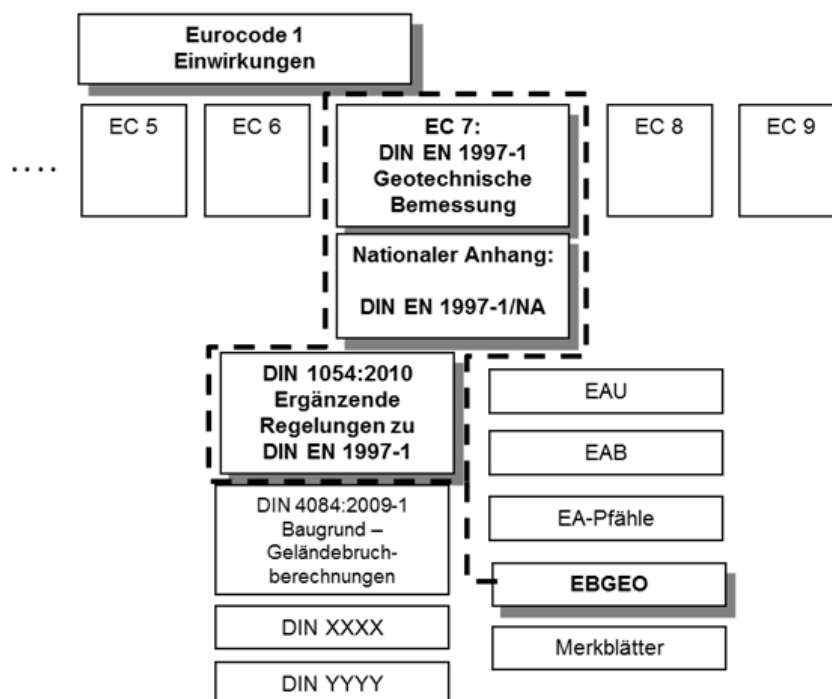


Abbildung 3: Einordnung der Empfehlungen für Bewehrungen mit Geokunststoffen (EBGEO) mit normativem Verweis nach DIN 1054:2010.

Konstruktionsformen für bewehrte Schüttkörper sind ergänzend in der DIN EN 14475 (2006) beschrieben. Differenziert wird dort u. a. nach der Steifigkeit der Frontausbildung in verformbare, bedingt verformbare und nicht verformbare Frontelemente, da diese einen Einfluss auf das Verformungsverhalten ausübt. Explizit genannt werden ebenfalls bewehrte Brückenwiderlager. In der Praxis findet die Bauweise insbesondere im Bereich des Straßenverkehrswegebbaus Anwendung.

Die Erweiterung der Anwendung auf geokunststoffbewehrte Brückenwiderlager (Abb. 1) findet die Konstruktionsform in Deutschland erstmals 2000 im Zuge eines Nebenangebotes, bei dem auf die Tiefgründung des Brückenwiderlagers verzichtet und der Widerlagerbalken stattdessen auf einer KBE abgesetzt wurde (Herold, 2001). Die in den Folgejahren gesammelte Erfahrung mit KBE im Allgemeinen und Folgeprojekten wird von Herold (2006, 2008) umfangreich dokumentiert und fällt positiv aus. Insbesondere im Hinblick auf das Verformungsverhalten der Konstruktionen ist zu konstatieren, dass die Verformungen regelmäßig deutlich unter den Prognosewerten bleiben und auf einem für Erdbauwerke insgesamt sehr niedrigen Niveau liegen (Herold, 2007). Einen umfassenden Überblick zu Normen im Hinblick auf die Prüfung und Zertifizierung von Geokunststoffen als Baustein für die sichere Anwendung findet sich bei Mägel (2014).

2.2 Großmaßstäbliche Modellversuche zu Verformungen und Robustheit in Deutschland

Grundsätzlich sind geokunststoffbewehrte Brückenwiderlager als Stützkonstruktion anzusehen, auf denen ggf. hohe Flächenlasten aufgebracht werden. Die Erfahrungen mit geokunststoffbewehrten Stützkonstruktionen können, da die Beanspruchung auf die Konstruktion vorwiegend ruhender Natur ist, auch theoretisch auf Brückenwiderlager übertragen werden. Allerdings ist beim Nachweis der inneren Standsicherheit (vgl. Abschn. 3) das Verhältnis der Flächenpressung auf der Oberfläche der Konstruktion σ_q zu den Spannungen aus dem Eigengewicht der Konstruktion an der Sohle der Konstruktion σ_G sehr viel ungünstiger, als es für übliche Steilböschungen der Fall ist. Für ein Widerlager mit einer Höhe von 5 m bei einer Wichte der Konstruktion von 21 kN/m^3 und einer Flächenpressung unter der Widerlagerbank von z. B. $\sigma_q = 300 \text{ kPa}$ ergibt sich ein Verhältniswert von $\sigma_q / \sigma_G = 300 \text{ kPa} / (5 \text{ m} * 21 \text{ kN/m}^2) = 2,85$. Bei Steilböschungen ergibt sich die Beanspruchung der Bewehrungselemente vorwiegend aus dem Eigengewicht des Füllbodens und im Verhältnis dazu geringen Verkehrslasten aus Straßenverkehr oder aufgesetzten Böschungen. Der Verhältniswert σ_q / σ_G liegt dabei selbst im ungünstigen Fall einer nur 2,5 m hohen KBE und einer Verkehrslast von 50 kPa bei $\sigma_q / \sigma_G < 1,0$.

Zur Klärung, inwieweit die Erfahrungswerte übertragbar sind, wurden z. B. von Krieger & Thamm (1988), Zanzinger & Gartung (1992), Bussert (2006) und umfangreich von Pachomow et al. (2007), vgl. Abb. 4 und Abb. 5, ausgewertet u. a. durch Ahmadi & Bezuijen (2016), Großversuche an Stützkonstruktionen mit hohen Auflasten im unmittelbaren Frontbereich durchgeführt. Eine Zusammenstellung und Bewertung wird von Vollmert et al. (2017) gegeben.

Allen Untersuchungen gemein ist dabei, dass eine KBE weitgehend monolithisch reagiert, d. h. die lagenweise angeordnete Bewehrung und der Füllboden bilden im Hinblick auf Steifigkeit und (Scher-)Festigkeit einen Verbundwerkstoff, dessen Eigenschaften vorwiegend durch die Eigenschaften dieser beiden Baustoffe und die Interaktion gebildet werden (Ruiken, 2009, 2013). Besondere Beanspruchungen wie Brand oder Anprall im Frontbereich wirken sich auf die Frontverkleidung aus, die daher revisionierbar ausgeführt sein sollte. Die statisch tragende Konstruktion bleibt weitgehend unbeeinflusst bzw. wird durch die angesetzten Teilsicherheiten ausreichend abgedeckt (Abb. 6).

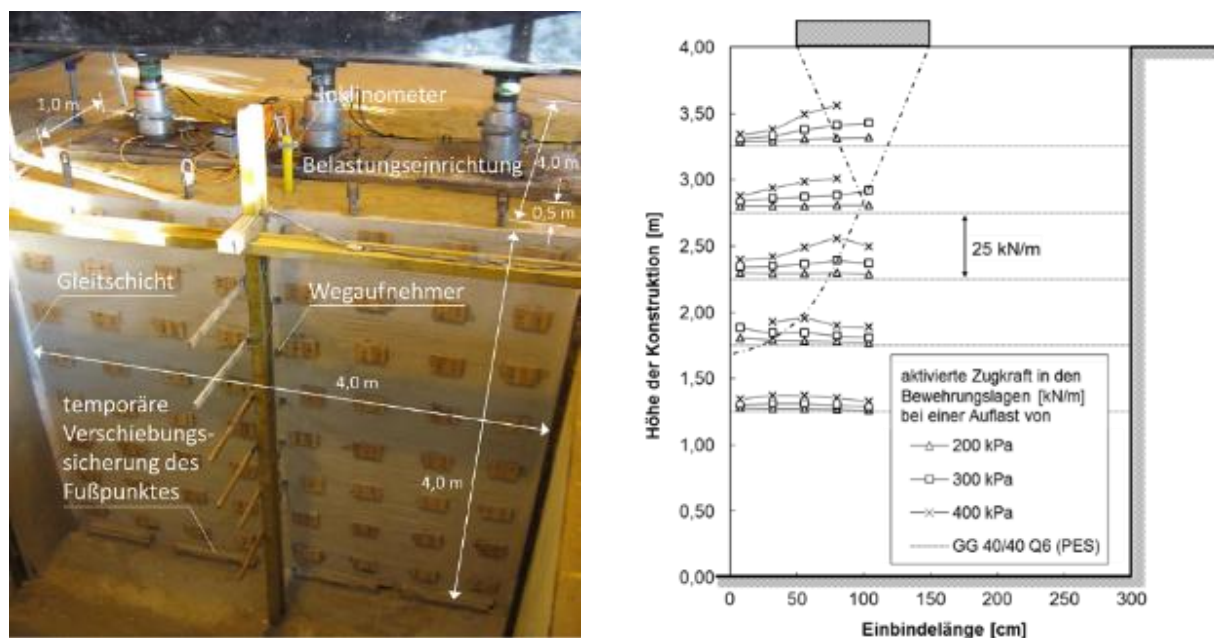


Abbildung 4: Versuchsaufbau der Großversuche an der BTU Cottbus und Verteilung der aktivierten Zugkräfte entlang der Bewehrung mit starrer Frontkonstruktion (Pachomow et al., 2007).

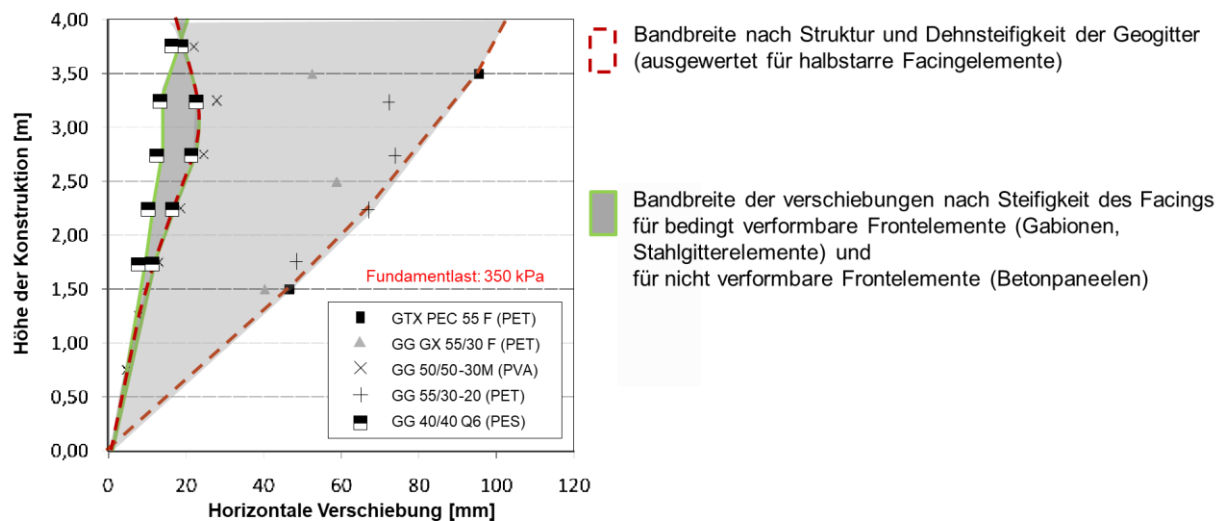


Abbildung 5: Ergebnisse direkt vergleichbarer Großversuche mit nicht verformbarer und bedingt verformbarer Frontausbildung und Bewehrungen unterschiedlicher Struktur und Dehnsteifigkeit (Pachomow et al., 2007).



Abbildung 6: Einfluss der Brandeinwirkung auf die Restfestigkeit der Geokunststoffbewehrung unmittelbar hinter der doppelwandigen Frontkonstruktion NAUE DW (Herold & Vollmert, 2013).

2.3 Zulassungsbedingungen

Für Geokunststoffe liegen anwendungsbezogene EhN vor (vgl. Mägel, 2014), nach denen die Leistung z. B. für die Anwendung in Stützkonstruktionen (DIN EN 13251, 2014) erklärt und damit das CE-Zeichen angebracht werden darf. Die Anwendung des Bauverfahrens einer geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion erfordert im Geltungsbereich der Bundesfernstraßen und im Verkehrswegebau der Länder, die sich den Regelungen des Bundesverkehrsministeriums anschließen, keine gesonderte Zulassung. Als maßgebende Bemessungsgrundlage wird die EBGEO durch die Technischen Baubestimmungen (MVV

TB, Ausgabe 2023) verbindlich festgeschrieben. Für die erwartete Überarbeitung der EBGEO wird die Aufnahme ergänzender Regelungen zur Beständigkeitsprüfung und Produktkontrolle erwartet, die sich an die Bedingungen der Bundesanstalt für Materialforschung und -prüfung aus dem Zulassungsverfahren anlehnen, die für Bewehrungen zum Einsatz im Rahmen der Deponieverordnung erarbeitet wurden. Infolgedessen wurde die Anforderung einer bauaufsichtlichen Zulassung für die eingesetzten Bewehrungen fallen gelassen.

3. Nachweise

Die Zuordnung der KBE-Konstruktionen zu den Geotechnischen Kategorien (GK) erfolgt gemäß EBGEO nach Tab. 1. Soweit sich nach DIN 1054 (2010) eine Einstufung in eine höhere Kategorie ergibt, ist diese grundsätzlich zu verwenden. Für die Nutzung einer KBE als Brückenwiderlager mit einer Bauhöhe $H \geq 2,0$ m ist verbindlich die Geotechnische Kategorie 3 anzusetzen.

Tabelle 1: Zuordnung von KBE-Konstruktionen zur Geotechnischen Kategorie gemäß EBGEO 2010

Geotechnische Kategorie 1	Geotechnische Kategorie 2	Geotechnische Kategorie 3
Höhe der KBE < 3 m	$3 \text{ m} \leq \text{Höhe der KBE} < 9 \text{ m}$	$9 \text{ m} \leq \text{Höhe der KBE}$

Analog zu der in Abb. 2 gezeigten Bruchfuge ist nach EBGEO für alle anderen denkbaren und kinematisch möglichen Bruchfugen der Nachweis gegen Bruch mit Schnittgrößenverfahren zu führen. Dabei sind auch Bruchmechanismen zu untersuchen, die Teile des Bauwerks schneiden und den umgebenden Baugrund mit einbeziehen. Die Zuordnung zu den entsprechenden Grenzzuständen ist in den EBGEO explizit geregelt. Ergänzend sind für das monolithische Bauwerk Nachweise analog zu konventionellen Stützkonstruktionen zu führen. Abb. 7 gibt einen Überblick über die zu führenden Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit.

Der Erddruck innerhalb einer potenziellen Schnittfläche bzw. Bruchfuge ist indifferent und kann mit Schnittgrößenverfahren nicht eindeutig bestimmt werden. Da die Bewehrungselemente aus Kunststoff eine geringere Dehnsteifigkeit aufweisen als z. B. Bewehrungslagen aus Stahl, können sich während der Herstellung des bewehrten Erdkörpers geringe Verformungen einstellen, die jedoch günstig wirkend die Mobilisierung des aktiven Erddrucks erlauben.

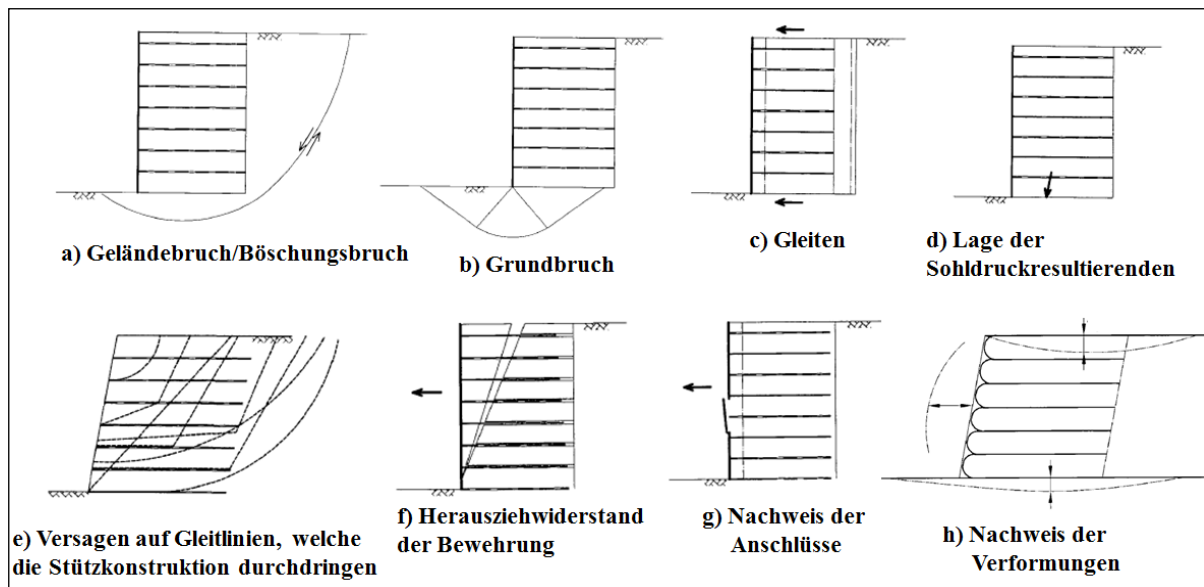


Abbildung 7: Nachweise für den Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZ 1 / ULS) (Abb. 7a. bis g.) und der Gebrauchstauglichkeit (GZ 2 / SLS) (Abb. 7h.) nach EBGE0 (2010).

Die Summe der Beanspruchungen nimmt daher gegenüber dem Erdruchdruck ab. Die Verteilung des aktiven Erddrucks über die Höhe der potenziellen Bruchfuge entspricht allerdings nicht der des klassischen aktiven Erddrucks nach COULOMB, da die grundlegenden Annahmen, insbesondere die Verschiebungsbedingungen, nicht der Erddrucktheorie entsprechen. In den EBGE0 werden daher keine weiterführenden Anforderungen hinsichtlich der Verteilung von Erddruckkräften auf einzelne Bewehrungslagen gestellt.

Anders gehen die nationalen Normen in Frankreich, den Niederlanden und England mit dem Erddruckansatz um. Da diese Länder nicht zwischen der Bemessung mit lagenweise flächig verlegten Geokunststoffen und praktisch punktuell eingebrachten Stahlbändern unterscheiden und letztere zum einen ein geringeres Potential aufweisen, Spannungen durch Verformungen umzulagern, und zum anderen durch die punktuelle Anordnung eine Verbundwirkung nur untergeordnet angenommen werden kann, muss hier mit dem vollen aktiven Erddruck und im Kopfbereich der Konstruktionen z. B. mit einem um den Faktor 1,6 erhöhten aktiven Erddruck gerechnet werden (NF P94-270, 2009). Diese Erddruckverteilung wird für eine fiktive Linie der stärksten Beanspruchung abschnittsweise den einzelnen Bewehrungslagen zugeschlagen und muss durch diese aufgenommen werden können. In diesen Verfahren wird die Verbundwirkung eines geokunststoffbewehrten Erdkörpers daher nicht berücksichtigt, sie ähneln und gleichen zum Teil den Bemessungsverfahren für mit Stahlbändern bewehrte Erdkörper (M SASE, 2010).

Für die Ermittlung der Schnittkräfte im Übergang zur Frontausbildung wurden anhand von Messungen und numerischen Berechnungen Spannungsverteilungen in Abhängigkeit

der Steifigkeit der Frontausbildung ermittelt (Pachomow et al., 2007), die in den EBGEO vereinfachend durch Erddruckverteilungen auf Basis des aktiven Erddrucks angegeben werden. Je nach Steifigkeit der Frontkonstruktion ergibt sich eine Erddruckfigur zwischen 0,5 und 1,0 des aktiven Erddrucks. Im Kopfbereich ist mindestens der Verdichtungserddruck zu berücksichtigen. Auch in diesem Teilnachweis ergeben sich Abweichungen gegenüber einigen europäischen Nachweisverfahren, z. B. NF P94-270 (2009). Diese lassen zwar ebenfalls eine Abminderung der Anschlussfestigkeiten zu, mit einer Abminderung auf 75 % des aktiven Erddrucks für flexible Frontausbildungen allerdings in geringerer Größenordnung als nach EBGEO mit 50 % des aktiven Erddrucks. Auch hier ist nach Auffassung des Autors ursächlich, dass nicht zwischen den unterschiedlichen Konstruktionsformen (KBE gegenüber mit Stahlbändern bewehrter Erde und Vernagelungen) mit unterschiedlichem Verbundverhalten differenziert wird.

Die Verbundwirkung zwischen Füllboden und Geokunststoff kann das Verformungsverhalten signifikant beeinflussen (Ruiken & Ziegler, 2009). Es kann davon ausgegangen werden, dass das entstehende Verbundmaterial (Ruiken, 2013) deutlich geringere Verformungen zeigt als sich allein aus dem Spannungs-Dehnungs-Verhalten der Geokunststoffe und des Füllbodens ergeben würde. Verformungsprognosen, die aus Schnittgrößenverfahren abgeleitet werden, und aus FEM-Berechnungen, liefern daher im Regelfall stark konservative Aussagen. Letztere ist zwar ohne vorherige Kalibrierung nicht zur Angabe absoluter Verformungen geeignet, liefert aber nach Erfahrungen des Verfassers für die praktische Anwendung ausreichend genaue Ergebnisse zur Bewertung der Bauphasen und Verformungsdifferenzen und kann daher in Kombination mit Verformungskontrollen in der Bauphase (GK 3) zum Nachweis des GZ 2 angewendet werden.

Die Setzungen des Untergrundes sind nach DIN 1054, Abschnitt 7.6.3, zu ermitteln, wobei die KBE als schlaffe Last angenommen werden kann. Eine KBE-Konstruktion ist dabei in dem Sinne vorteilhaft, dass sie selbst setzungsunempfindlich ist. Setzungsunterschiede können in der Regel durch Zerrungen im Füllboden und Spannungsumlagerungen in den Bewehrungslagen aufgenommen werden. Die zulässigen Setzungen an der Gründungssohle sind dabei häufig auf rd. 20 mm begrenzt (Herold, 2017 und Leppla & Paninski, 2026). Die Setzungsdifferenzen liegen erfahrungsgemäß bei rd. 20 % bis max. 50 % der Gesamtsetzungen und sind für die Brückenkonstruktion im Regelfall verträglich.

Soweit Geogitter werkseitig oder bauseitig in Beton eingebunden werden, ist der Nachweis der Beständigkeit und der Verbundfestigkeit unter Berücksichtigung der konstruktiven Ausbildung zu führen. Für einzelne Produktgruppen aus monolithischen und oberflächenstrukturierten Flachstäben aus Polyester (PES) und Filament-Geogittern aus Polyvinylalkohol (PVA) liegen entsprechende Systemuntersuchungen und Nachweise insbesondere für die erhöhten pH-Werte vor. Schutzummantelungen dürfen bei derartigen

Untersuchungen nicht günstig wirkend herangezogen werden, da Verletzungen der Schutzummantelungen und offene Schnittflanken Angriffsflächen bieten. Bei der Verwendung ausreichend tragfähiger und frostsicherer Schüttmaterialien, im Wesentlichen nichtbindige Böden mit guter Verdichtungsfähigkeit, kann und sollte auf den Einsatz von Bindemittel schon vor dem Hintergrund der CO₂-Bilanzierung und verminderten Rückbaubarkeit verzichtet werden.

4. Konstruktion geokunststoffbewehrter Brückenwiderlager

Anders als in Deutschland haben die Forschungsanstrengungen der letzten 30 Jahre, die obenstehend nur exemplarisch und fragmentarisch wiedergegeben werden können, und die Erfahrungen mit der Bauart in der praktischen Umsetzung im Ausland zu einer breiten Anwendung auch als Brückenwiderlager geführt. Ebenfalls exemplarisch genannt wird hier die britische Regelung BS 8006 (2010), in der bereits in der Fassung von 1995 explizit Konstruktionsempfehlungen für die Anwendung als Brückenwiderlager gegeben werden. Abb. 8 zeigt exemplarisch eine auf einer bewehrten Stützkonstruktion aufgesetzte Widerlagerbank und einige wesentliche Konstruktionsempfehlungen. Sinngemäß sind diese Empfehlungen im Beispiel Abb. 9 umgesetzt, wobei ein hochdurchlässiger Füllboden und eine hochdurchlässige Frontkonstruktion aus rückverhängten Halbgabionen in Kombination mit einer geschlossenen Asphaltdecke einen verringerten Anspruch an das Dränsystem stellt. Neben dem indirekten Hinweis zur Beachtung der Ausführungsreihenfolge, die bereits in der Planungs- und Bemessungsphase definiert sein muss, ist in Abb. 8 insbesondere die Anordnung einer hochverdichteten Schottertragschicht zur Begrenzung lokaler Einstanzeffekte und die Entkoppelung der Widerlagerbank von den Frontelementen zu beachten.

(Abb. 1, 9, 14 bis 17) die Gesamtvorteile der Konstruktion zur Geltung. Zum einen entfallen Differenzsetzungen zwischen Auflagerkonstruktion und Anrampung praktisch gänzlich, sodass auf setzungsvergleichmäßige Bauteile verzichtet werden kann, zum anderen werden hohe Kosten beim Bau und zum langfristigen Schutz der statisch tragenden Stahlbetonkonstruktion maßgeblich reduziert. Um Verformungseinflüsse aus dem Untergrund bei unzureichender Untergrundtragfähigkeit zu mindern oder zu vermeiden, sind Kombinationen mit aufgeständerten Gründungspolstern möglich (10d.).

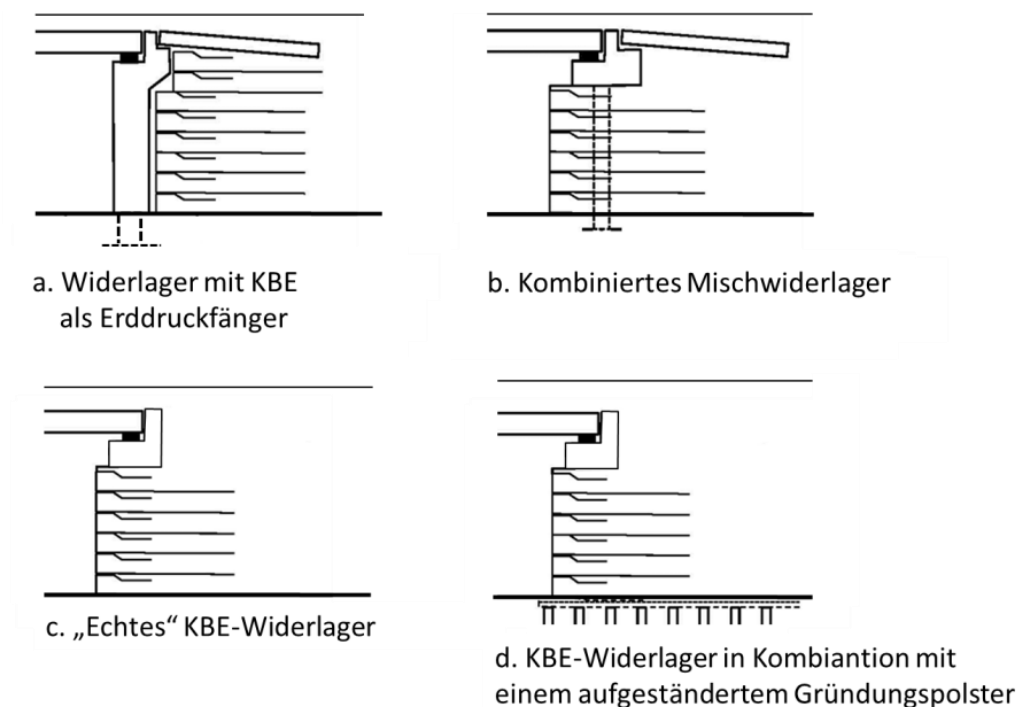


Abbildung 10: Bautypen von geokunststoffbewehrten Widerlagerkonstruktionen



Abbildung 11: KBE als Permanentkonstruktion unter Eisenbahnverkehrslasten und als innenliegender Erddruckfänger hinter einem Brückenwiderlager (Utrecht, Niederlande).

4.2 Frontausbildung

Die Frontausbildung übt einen - lokal auf den vorderen Bereich einer KBE begrenzten - Einfluss auf das Gesamtverhalten einer KBE aus, da sie praktisch in den monolithischen und weitgehend selbsttragenden KBE-Grundkörper rückverankert wird. Damit unterscheiden sich KBE-Konstruktionen maßgeblich von anderen aus dem Grundbau bekannten Konstruktionen, bei denen eigensteife Bauteile wie Spundwände, Trägerbohlwände o. ä. durch mehrere Ankerlagen rückverankert werden. Da die KBE für den Fall, dass die Bewehrungslagen im Frontbereich umgeschlagen werden, ein monolithisches Bauteil darstellt, dient die Frontkonstruktion vorwiegend dem Schutz gegen Umwelteinflüsse wie mechanischen Beschädigungen, Brand, Anprall und Witterung (Herold & Vollmert, 2013) und nimmt begrenzt Einfluss auf das Verformungsverhalten im vorderen Bereich der KBE (Abschn. 2.2). Die Frontausbildung kann sehr unterschiedlich gestaltet und in die Gesamtkonstruktion integriert werden.

Wird die Frontkonstruktion nachträglich und weitgehend unabhängig vom Bauprozess des Grundkörpers aufgebaut, wird die Frontkonstruktion als passiv bezeichnet (Abb. 12a. und 12c.). Die KBE wird hierbei zunächst unter Verwendung von wieder entfernten oder im Bauwerk verbleibenden Hilfsschalungen errichtet und anschließend wird eine dauerhafte Frontkonstruktion angebracht. Nachträgliche Relativverschiebungen zwischen

einer sehr steifen Frontkonstruktion und dem Füllboden (z. B. aus Verdichtungssetzungen oder Setzungen aus dem Untergrund, Abb. 16, können bei dieser Konstruktionsform verhindert oder stark vermindert werden. Beispiele sind die nachträgliche Verblendung mit Mauerwerk, punktuell befestigten Stahlmatten über die volle Bauwerkshöhe mit Steinschüttung oder mit nachträglich angebrachten Fertigteilelementen (Abb. 14).

Die Frontkonstruktion kann allerdings auch unmittelbar während der Herstellung als Schalung zur Herstellung der KBE genutzt werden. In diesem Fall (Abb. 12b. und 12d.) wird zunächst die Frontkonstruktion aufgestellt und gegen diese lagenweise verdichtet. Diese Bauform wird vorwiegend dann angewendet, wenn durch entsprechende Maßnahmen oder Randbedingungen Relativverschiebungen zwischen Frontkonstruktion und Füllboden verträglich bleiben.

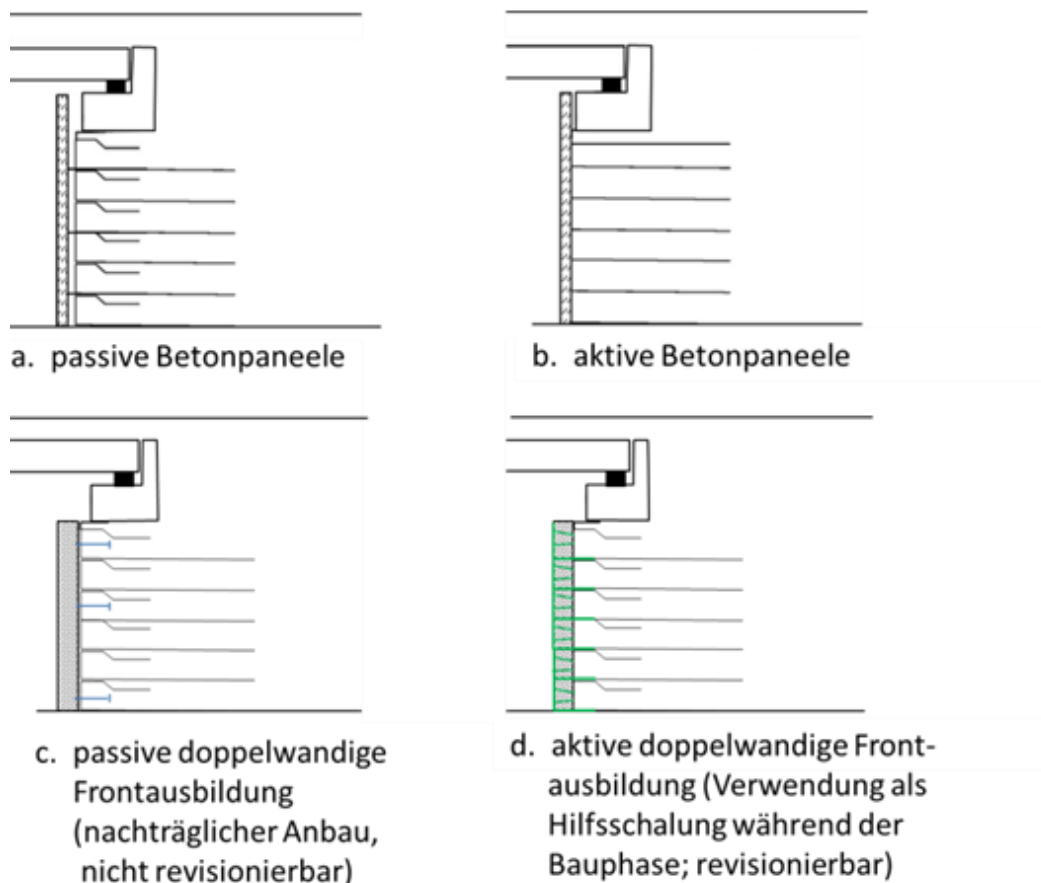


Abbildung 12: Frontausbildungen für KBE-Widerlager.



a. KBE in Umschlagmethode; Anbringen der Frontverkleidungen



b. KBE nach der Verblendung mit Mauerwerk (passive Frontverkleidung)

Abbildung 13: Beispiel einer nachträglichen Verblendung eines KBE-Brückenwiderlagers, passive Frontausbildung (Ecoduct Laarderhoogt, Laren, Niederlande).

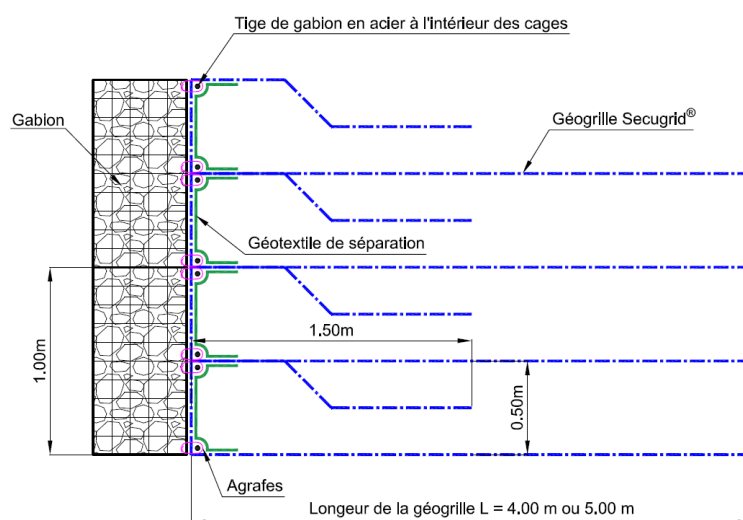


Abbildung 14: Kombination einer in Umschlagmethode konstruierten KBE mit einer segmentweise hergestellten Frontkonstruktion als aktive doppelwandige Front-konstruktion (A23, Petite Forêt, Valenciennes, Frankreich).



a. zur Sanierung vorbereitet



b. nach Sanierung

Abbildung 15: Aktive doppelwandige Frontkonstruktion NAUE DW, partielle Sanierung nach Fahrzeuganprall und Einfluss einer Brandeinwirkung (Herold & Vollmert, 2013).

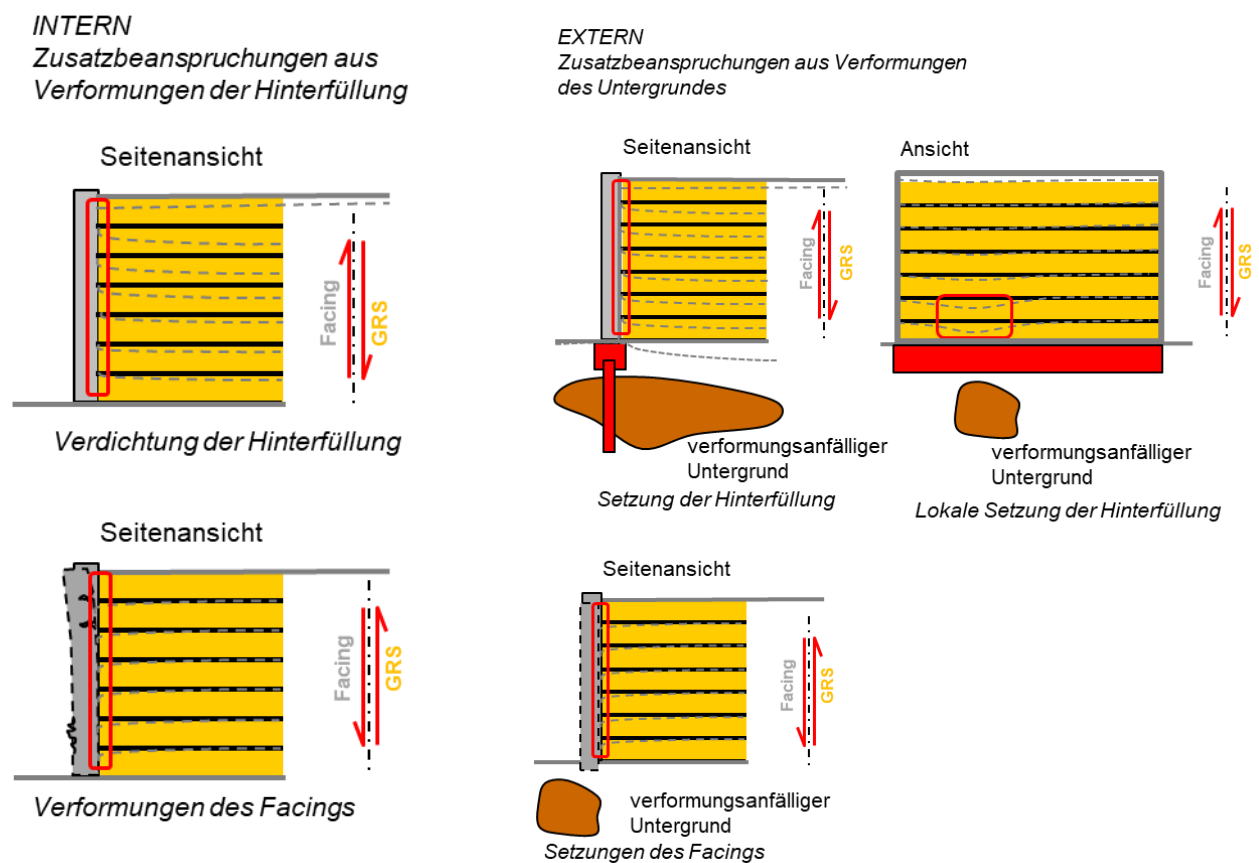


Abbildung 16: Zusatzspannungen aus verformungsinduzierten Zwangsbeanspruchungen: intern (bauteilinduziert) und extern (baugrundinduziert); GRS: geogrid reinforced structure, KBE.

Wird die Frontkonstruktion abschnittsweise z. B. aus Gabionenkörben aufgebaut (Abb. 15), können nachträglich einzelne Abschnitte der Frontkonstruktion nachgebessert oder ausgewechselt werden (Revisionierbarkeit), soweit die Hinterseite der Konstruktion im Bauwerk verbleibt bzw. das Bauwerk durch einen Umschlag der Geokunststoffbewehrung gegen ein Ausfließen des Füllbodens gesichert ist (Abb. 15). Über ein entsprechendes System berichten Herold & Vollmert (2013) und Wittek et al. (2011).

5. Projektbeispiel Boele Staal, Niederlande

Im Rahmen der Entwicklung von Bauteilen für KBE-Systeme wurde 2011 der Aufbau einer aktiven Bentonpaneele messtechnisch begleitet (Vollmert et al., 2013) und das Bemessungsmodell rechnerisch überprüft. In Weiterführung der Untersuchungen wurde die Konstruktion nachlaufend mit einem Fundamentbalken analog zu den Untersuchungen von Pachomow et al. (2007) belastet. Abb. 17 zeigt den Querschnitt der Konstruktion und die Entwicklung der Dehnungen im Anschlussbereich der Betonpaneele, in die die Geogitter zur späteren Rückverankerung in den KBE-Körper werkseitig eingebunden wurden. Die Rückverankerung in den KBE-Körper erfolgt ausschließlich über horizontale Einbindung überlappend zur statisch erforderlichen Bewehrung der KBE. Die Dehnungen bleiben klein und liegen hinsichtlich einer Bemessung nach den Vorgaben der EBGE0 auf der sicheren Seite. Obwohl an der Oberfläche der KBE keine Schottertragschicht eingebaut wurde und das Fundament unmittelbar auf OK Sand mit einem Abstand von nur 0,6 m hinter der Betonpaneele aufgesetzt wurde, blieben die horizontalen Verschiebungen der Betonpaneele klein und erreichten einen Maximalwert von 11 mm (Abb. 18), wobei ca. 40 % der Verschiebung als elastischer Anteil zu verzeichnen war.

Teile der gewonnenen Erfahrungen wurden u. a. in der Ausführungsphase des Projektes Ecoduct Boele Staal, Niederlande, eingebracht. Abb. 19 zeigt den Aufbau der Fertigteilbetonelemente mit der einbetonierten Anschlussbewehrung. Der Füllboden wurde unmittelbar hinter den Frontelementen eingebaut und verdichtet, wobei die statisch erforderliche Bewehrung des KBE-Körpers konstruktiv als Polsterböschung zusätzlich umgeschlagen wurde (Abb. 20). Da hierzu, soweit die Bewehrung nach statischen Gesichtspunkten in die Paneele einbetoniert wird (vgl. Abb. 20, Querschnitt), keine statische Notwendigkeit besteht, kann auf den Umschlag analog zu Abb. 17 verzichtet werden.

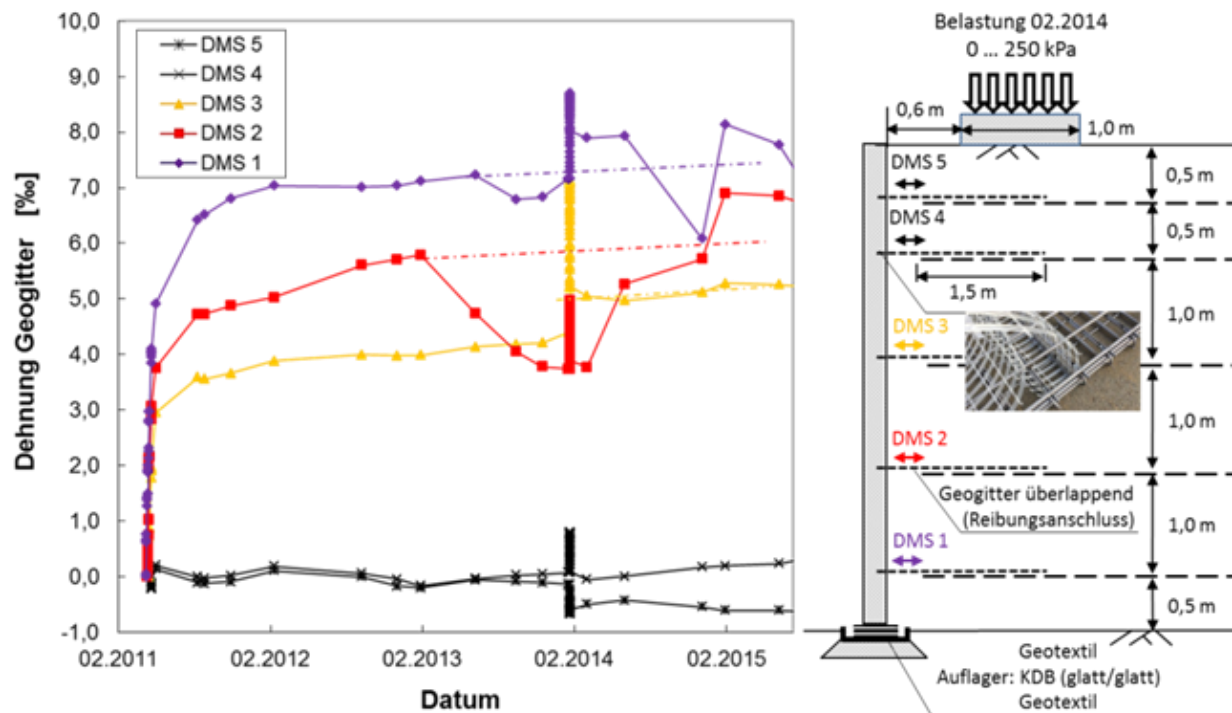


Abbildung 17: Entwicklung der Dehnungen der Anschlussbewehrung in der Bau- und Belastungsphase.

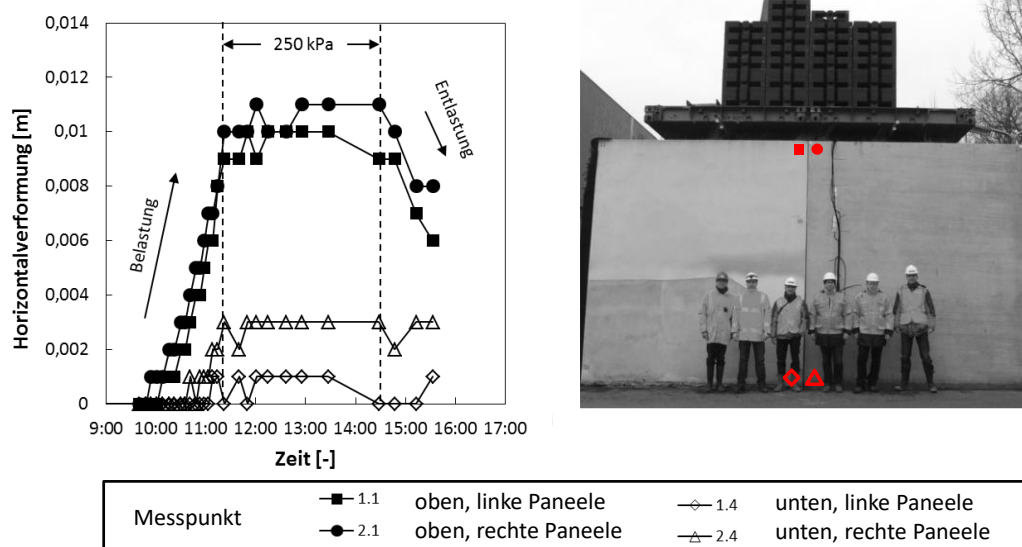


Abbildung 18: Verformungen einer aktiven Betonpaneele mit Reibungsanschluss infolge Fundamentlast (Vollmert et al., 2013).



Abbildung 19: Aufbau einer Betonpaneele, aktive Frontkonstruktion (Boele Staal, Niederlande).

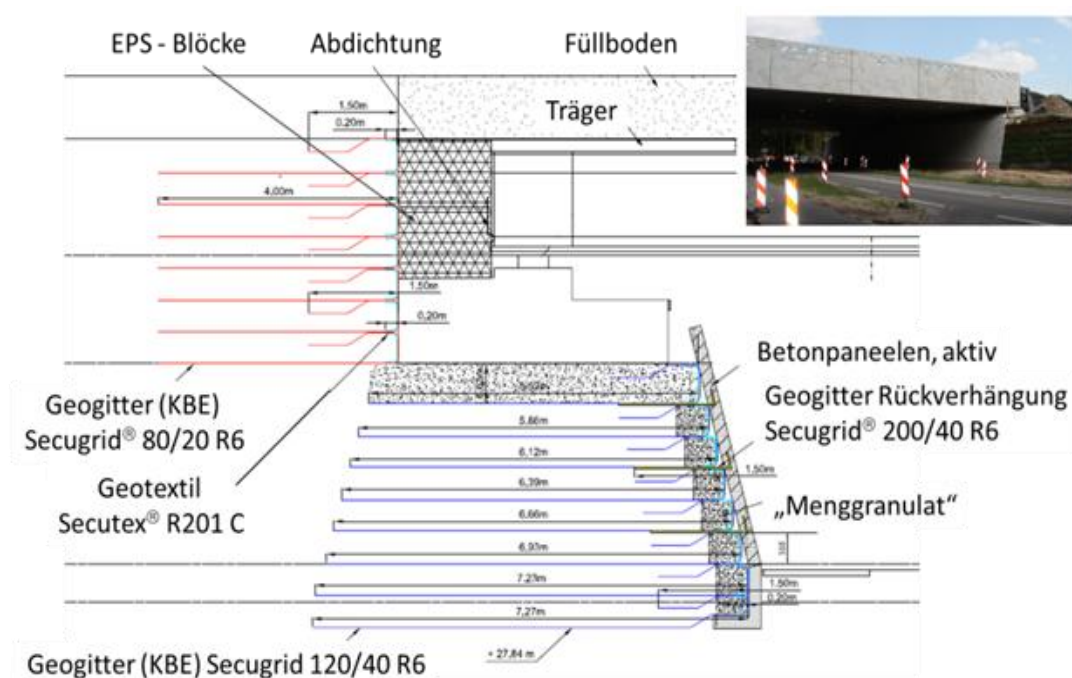


Abbildung 20: Querschnitt Widerlagerkonstruktion (Boele Staal, Niederlande) (Vollmert et al., 2013).

6. Schlussbemerkung

Aus den vorliegenden Großversuchen mit einem Spannungsverhältnis $\sigma_q / \sigma_G > 1,0$ kann geschlossen werden, dass die Konstruktionsform einer geokunststoffbewehrten Stützkonstruktion zur verformungsarmen Aufnahme hoher Flächenpressungen und Fundamentlasten geeignet ist. Die Bewehrungsführung sollte dabei durch geringe Lagenabstände, hohe Dehnsteifigkeiten und hohe Struktursteifigkeiten der Geogitter gekennzeichnet sein, um lokale Grundbrüche unter dem Fundamentbalken zu verhindern und die Verformungen anforderungsgerecht zu begrenzen. Die Verankerungslänge der Bewehrung sollte dabei unabhängig von den rechnerischen statischen Anforderungen unter dem Fundamentbalken hindurchlaufen, um die Verformungen zu vergleichmäßigen und Lateralverschiebungen im Kopfbereich zu vermeiden.

Die ausgeführten Projekte im europäischen Umfeld weisen praktisch identische klimatische Bedingungen und Verkehrslasten auf, wie sie für Deutschland typisch sind. Es kann daher der Schluss gezogen werden, dass die Konstruktion in der praktischen Anwendung einen hohen Reifegrad entwickelt hat, der eine Übertragung der Erfahrung auf deutsche Verhältnisse erlaubt. Die in Deutschland aus Forschungsergebnissen gewonnenen Erfahrungen haben dabei einen entscheidenden Beitrag geleistet. Umgekehrt können die Konstruktionshinweise und -erfahrungen aus dem europäischen Umfeld unter Berücksichtigung deutscher Regelwerke und Vertragsbedingungen übertragen werden und sollten, soweit erforderlich, in die Überarbeitungen einfließen.

Insbesondere unter Beachtung des erforderlichen Finanzmittel- und Ressourceneinsatzes ist zu erwarten, dass die Bauweise maßgeblich zur Reduzierung derselben beitragen kann. Für geokunststoffbewehrte Stützkonstruktionen liegen bereits exemplarisch direkte Vergleiche bzgl. z. B. des Carbon-Footprint vor (Frischknecht & Wallbaum, 2013), bei denen hohe Einsparraten erreicht werden können. Da ein Großteil der Beton-Gesamtmassen einer Widerlagerkonstruktion auf die Widerlagerflügel und ggf. eine mit Stützwänden versehene Anrampung entfällt, kann bei konsequenter Anwendung der Entwurfsvorteile geokunststoffbewehrter Erdkörper ein maßgeblicher Beitrag sowohl zur Kostenersparnis als auch zur Ressourcenschonung und Umweltentlastung geleistet werden.

Literatur

Ahmadi, H. & Bezuijen, A. (2016), 'Numerical analysis of full-scale mechanically stabilized earth (MSE) walls under strip footing load', *Proceedings 6th European Geosynthetics Congress, Ljubljana*

BS 8006-1:2010 - C1 (2012), 'Code of practice for strengthened/reinforced soils and other fills. Published 2010, corrigendum C1 2012', *BSI Standards Publication (Hrsg.)*, London

Bussert, F. (2006), 'Verformungsverhalten geokunststoffbewehrter Erdstützkörper - Einflussgrößen zur Ermittlung der Gebrauchstauglichkeit', *Dissertation. In: Wissenschaftliche Schriftenreihe Geotechnik und Markscheidewesen, TU Clausthal, Heft 13*

Empfehlungen für den Entwurf und die Berechnung von Erdkörpern mit Bewehrungen aus Geokunststoffen – EBGEO (2010), *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (Hrsg.)*, 2. Auflage. Ernst & Sohn. Berlin

DIN 1054:2010-12 (2010), 'Baugrund – Sicherheitsnachweise im Erd- und Grundbau – Ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-1', *Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.)*, Berlin

DIN EN 13251:2014 (2014), 'Geotextilien und geotextilverwandte Produkte – Geforderte Eigenschaften für die Anwendung im Erd- und Grundbau sowie in Stützbauwerken, Deutsche Fassung EN 13251:2014', *Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.)*, Berlin

Krieger, J. & Thamm, B. (1988), 'Großversuch mit einer geotextilbewehrten Stützwand', *1. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik (K-GEO 88) der DGEG, Hamburg*

DIN EN 14475:2006 (2006), Ausführung von besonderen geotechnischen Arbeiten (Spezialtiefbau) - Bewehrte Schüttkörper, Deutsche Fassung EN 14475:2005, Deutsches Institut für Normung e. V. (Hrsg.), Berlin

Frischknecht, R. & Wallbaum, H. (2013), 'Umweltproduktdeklarationen (Environmental Product Declarations, EPD) im Baubereich – Sinn, Zweck und Nutzen für die Anwender (Environmental Product Declarations in the construction sector – sense, purpose and benefits for users)', *8. NAUE Geokunststoff-Kolloquium, Rostock*

Geier, R., Angelmaier, V., Graubner, C.-A. & Kohoutek, J. (2017), 'Integrale Brücken – Entwurf, Berechnung, Ausführung, Monitoring', Ernst & Sohn, Berlin

Greve, J., Schmidt, F. & Vollmert, L. (2007), 'Wirtschaftliche Kombination von Sekundärbaustoffen und Geokunststoffen – bewehrte Stützkonstruktion Lennestadt', *5. Geokunststoff-Kolloquium, NAUE GmbH & Co. KG (Hrsg.)*, Bad Lauterberg

Herold, A. (2001), 'Das erste Straßenbrückenwiderlager in Deutschland als Permanentkonstruktion in der Bauweise KBE-Kunststoffbewehrte Erde', *K-GEO 2001*, München

Herold, A. (2006), 'Brückenwiderlager aus KBE-Kunststoffbewehrte Erde, Einsatzgebiete und Anwendungsgrenzen', *Bautex 2006*, Chemnitz

Herold, A. (2008), 'Brückenwiderlager aus KBE – Hinweise für Entwurf und Ausführung', *6. Kolloquium Bauen in Boden und Fels*, Ostfildern

Herold, A. (2007), '10 Jahre Verformungsbeobachtungen an KBE-Bauwerken – Ist die Dehnsteifigkeit der Geokunststoffe der Schlüssel zur korrekten Prognose des Verformungsverhaltens von KBE-Stützbauwerken?', *geotechnik*, 30, Nr. 9, S. 79-86

Herold, A. & Vollmert, L. (2013), 'Greater safety for geosynthetic-reinforced earth (GRE) systems- noise protection, impact and fire performance in full-scale trials', *1. Geosintec Iberia*, Sevilla

Jas, H. A. (1992), 'Verformungen kunststoffbewehrter Stützbauwerke', *2. Kongress Kunststoffe in der Geotechnik (K-GEO 92)*, SVG, Luzern

Lieberenz, C. & Mägel, M. (2012), 'Bauweisen mit Geokunststoffen – Entwicklung und Anwendungsbeispiele', *Bautex 2012*, Chemnitz

Leppla, S. & Paninski, J. C. (2026), 'Grundsatzuntersuchungen zur Optimierung von Gründungen für Straßenbrücken', *Vorträge zum 30. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium 12.03.2026, Mitteilungen des Institutes für Geotechnik der Technischen Universität Darmstadt*, Heft Nr. 115, 2026, S. 73 – S.82

Mägel, M. (2014), 'CE-Normen für Geokunststoffe und Bauproduktenverordnung – Arbeitsgrundlagen im Sächsischen Textilforschungsinstitut e. V.', *Bautex 2014*, Chemnitz

Mägel, M. (2014), 'Normen und Richtlinien für Geokunststoffe (Arbeitsstand 2013-11)', *Bautex 2014*, Chemnitz

Merkblatt über die Anwendung von Geokunststoffen im Erdbau des Straßenbaus - M Geok E (2016), FGSV 535, *FGSV (Hrsg.)*, Köln

Merkblatt über Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern (2010), M SASE (R2), *FGSV (Hrsg.)*, Köln

NF P94-270:2009-07-01 (2009), 'Calcul géotechnique - Ouvrages de soutènement - Remblais renforcés et massifs en sol cloué (Geotechnische Kalkulation - Stützbauwerke - Verstärktes Auffüllmaterial und massive Bodenvernagelung)', Association Française de Normalisation (AFONR)

Pachomow, D., Vollmert, L. & Herold, A. (2007), 'Der Ansatz des horizontalen Erddruckes auf die Front von KBE-Konstruktionen', *K-GEO 2007*, München

Ruiken, A. & Ziegler, M. (2009), 'Materialverhalten des Verbundbaustoffs "geogitterbewehrter Boden" aus großen triaxialen Druckversuchen', *geotechnik*, 32, Nr. 3

Ruiken, A. (2013), 'Zum Spannungs-Dehnungsverhalten des Verbundbaustoffs geogitterbewehrter Boden', *Dissertation, Aachen: Fakultät für Bauingenieurwesen, Lehrstuhl für Geotechnik, Rheinisch-Westfälische Technische Hochschule (RWTH), Aachen*

Stiegler, R. & Floss, R. (1999), 'Geogitter-bewehrte Steilböschung am Hienberg (BAB A9 Nürnberg - Berlin)', *Sonderheft geotechnik zur 6. K-GEO*, München

Technische Lieferbedingungen für Geokunststoffe im Erdbau des Straßenbaus – TL GeoK E StB 05 (2005), *FGSV (Hrsg.)*, Köln

Vollmert, L., Klomp maker, J. & Pauls, W. (2017), 'Geokunststoffbewehrte Brückenwiderlager – Entwicklung der Bautechnik im europäischen Umfeld', *Bautechnik* 94, Heft 9

Vollmert, L., Niehues, C., Pauls, W., Pachomow, D., Herold, A. & Verstraaten, W. (2013), 'Concrete panel walls - Current development on interaction of earthworks, geosynthetic reinforcement and facing', *18th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*, Paris

Vollmert, L., Meinhardt, G., Sipkema, D. & Verhoeff, G. (2016), 'Improved design for bridge abutments using reinforced soil', *Proceedings EuroGeo6*, Ljubljana, 504-511.

Wittek, A., Herold, A. & Vollmert, L. (2011), 'Spezielles Stützwandsystem für ADAC-Fahrsicherheitszentrum', *Straße und Autobahn*, 08-2011

Zanzinger, H. & Gartung, E. (1992), 'Modellversuch zum Tragverhalten einer Polsterwand aus gewebten Geogittern', *geotechnik*, 15

Die zweite Generation der Eurocodes – Was ändert sich für die Geotechnik?

Markus Herten, Bergische Universität Wuppertal, Wuppertal

Zusammenfassung

Mit der zweiten Generation der Eurocodes steht der europäischen Geotechnik ein überarbeitetes Normenwerk zur Verfügung. Die Überarbeitung verfolgt offiziell die Ziele einer verbesserten Benutzerfreundlichkeit, eines hohen internationalen Konsenses sowie einer fristgerechten Umsetzung. Während die beiden letztgenannten Ziele erreicht wurden, zeigen sich aus Sicht der geotechnischen Praxis erhebliche Herausforderungen bei der praktischen Anwendbarkeit und Übersichtlichkeit des neuen Regelwerks. Der Eurocode 7 wurde grundlegend neu strukturiert und in die drei Teile Allgemeine Regeln (EN 1997 -1), Baugrundkenngößen (EN 1997 -2) und Geotechnische Bauwerke (EN 1997 -3) gegliedert. Ergänzt wird dies durch Änderungen im Eurocode 0, Grundlagen der Tragwerksplanung und Planung geotechnischer Bauwerke, der nunmehr auch im Namen die geotechnische Bemessung integriert und jetzt aus zwei Teilen, einem für Neubauten und einem für die Bewertung von Bestandsbauten besteht. Der Beitrag gibt einen kurzen Überblick über die wesentlichen Neuerungen und erläutert neue Begriffe und Nachweiskonzepte. Des Weiteren wird speziell auf die neuen Regelungen zu Bodenbewehrungen und Bodenverbesserungen eingegangen.

1. Einleitung und Motivation

Mit dem Mandat M/515 der Europäischen Kommission aus dem Jahr 2012 wurde ein europaweiter Normungsprozess zur Weiterentwicklung der Eurocodes gestartet. In zahlreichen internationalen Projektgruppen erfolgte die Überarbeitung sämtlicher Eurocodes. Der Abschluss der formalen Abstimmungen konnte im November 2025 fristgerecht erreicht werden, begleitet von einer hohen internationalen Zustimmung von 99,7 %. Damit wurden zwei der vom Obmann des CEN/TC 250 Dr. Steve Denton formulierten, zentralen Programmziele – Termintreue und internationaler Konsens – erfüllt. Als drittes, übergeordnetes Ziel wurde von Beginn an die Verbesserung der Benutzerfreundlichkeit der Eurocodes benannt. Dieses Ziel ist aus Sicht der geotechnischen Praxis jedoch nicht erreicht worden. Die zweite Generation zeichnet sich vielmehr durch eine deutliche Zunahme an Umfang, Komplexität und Querverweisen aus. Die stärkere formale Systematisierung, die neue Terminologie sowie die enge Verzahnung mehrerer Normteile – insbesondere

zwischen EC 0 und EC 7 – erschweren die Nutzung für planende Ingenieurinnen und Ingenieure und erhöhen den Aufwand für eine normkonforme Bemessung.

Gerade für die Geotechnik stellt die zweite Generation einen Umbruch dar. Während der EC 7 in seiner ersten Generation eher eine Sammlung nationaler Bemessungskonzepte war, versucht die zweite Generation, ein einheitliches europäisches Konzept zu formulieren. Dies ist zumindest für den Nachweis der Gesamtstandsicherheit und der Pfahltragfähigkeit gelungen. So wird die geotechnische Bemessung systematisch in den Eurocode 0 integriert und erweitert ihren Anwendungsbereich. Vor dem Hintergrund zunehmender Komplexität der Bauvorhaben, des verstärkten Einsatzes numerischer Berechnungsverfahren, steigender Anforderungen an Nachhaltigkeit und Lebenszyklusbetrachtungen ist ein leistungsfähiges, zugleich aber auch praktikabel anwendbares Regelwerk von zentraler Bedeutung.

Der vorliegende Beitrag verfolgt das Ziel, die wesentlichen Neuerungen der zweiten Generation für die geotechnische Praxis prägnant darzustellen, ihre Konsequenzen für Entwurf, Bemessung und Ausführung einzuordnen und Orientierungshilfen zu geben. Ziegler (2025) widmet sich demselben Thema etwas ausführlicher. Da die für die Anwendung erforderlichen deutschen Regelungen – insbesondere die nationalen Anhänge (NA) zu den jeweiligen Teilen – noch nicht vorliegen und auch die deutschen Übersetzungen aller Teile des EC 7 noch nicht veröffentlicht sind, stellen diese Beiträge lediglich einen Arbeitsstand dar. Da auch die englischen Fassungen der Teile des EC 0 und des EC 7 aktuell überarbeitet werden und für den Teil 1 des EC 0 noch kein Gesamtdokument mit allen Anlagen veröffentlicht ist, wird in diesem Beitrag auch auf ein detailliertes Referenzieren der Eurocodes mit Verweis auf den Bearbeitungsstand vom Dezember 2025 verzichtet.

2. Überblick über die zweite Generation der Eurocodes

Neben den oben beschriebenen Zielen sollten im Rahmen der Überarbeitung, die in der Praxis aufgefallenen Inkonsistenzen der ersten Generation beseitigt, die Normen stärker aufeinander abgestimmt und moderne Entwurfs- und Bemessungsmethoden – insbesondere numerische Verfahren – systematisch integriert werden. Eine wesentliche strukturelle Änderung betrifft EN 1990, Eurocode 0 – Grundlagen der Tragwerksplanung und Planung geotechnischer Bauwerke, der jetzt im Namen auch die geotechnische Bemessung umfasst. Der neue EC 0 ist in Teil 1: Neubauten und Teil 2: Bewertung von Bestandsbauten gegliedert und definiert die Begriffe der Sicherheit, Gebrauchstauglichkeit, Robustheit und Dauerhaftigkeit.

Zentrale Bedeutung kommen im neuen EC 0 den Verification Cases (VC1 bis VC4) zu, mit denen für die permanente und temporäre Bemessungssituationen, die anzusetzenden Teilsicherheitsbeiwerte sowie die Art der Faktorisierung der Einwirkungen und Beanspruchungen festgelegt werden. Dieses System ersetzt einen Teil der bisher bekannten

Design Approaches der ersten Generation, welche aber zusätzlich Regelungen zu den Widerständen enthielten. Parallel dazu wurden sämtliche material- und fachbezogenen Eurocodes (EC 2 bis EC 7) angepasst. Für die Geotechnik ist diese Entwicklung von besonderer Bedeutung, da zahlreiche Nachweise – etwa bei Stützkonstruktionen, Gründungen oder Baugruben – eine enge Wechselwirkung zwischen Baugrund, Tragwerk und Einwirkungen bzw. Beanspruchungen aufweisen.

3. Neuerungen im Eurocode 7

3.1 Neue Struktur des Eurocode 7

Der EN 1997, Eurocode 7 – Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik wurde in der zweiten Generation grundlegend neu gegliedert und besteht nun aus drei Normteilen:

- EN 1997 -1: Allgemeine Regeln
- EN 1997-2: Baugrundkenngößen
- EN 1997-3: Geotechnische Bauwerke

Während in der ersten Generation nahezu alle bemessungsrelevanten Regelungen in EN 1997-1 enthalten waren, erfolgt nun eine funktionale Trennung: Teil 1 enthält die allgemeinen sicherheitstechnischen und methodischen Grundlagen, Teil 2 beschreibt die Ableitung der maßgebenden Baugrundkenngößen, und Teil 3 behandelt die einzelnen geotechnischen Bauwerke mit ihren spezifischen Nachweisen (Abb. 1). Erwähnenswert ist auch, dass neben dem Boden als Baugrund verstärkt der Fels berücksichtigt wird. Der neue Teil 3 weist dabei den größten Umfang auf. Neben der Überarbeitung der bereits bekannten Kapitel zu Böschungen, Flachgründungen, Pfahlgründungen, Stützbauwerken und Ankern wurden zahlreiche neue Kapitel aufgenommen.

- bewehrte Schüttkonstruktionen,
- Bodenvernagelungen,
- Felsnägel und Systeme zur Sicherung der Felsoberfläche,
- Baugrundverbesserung und
- Grundwasserhaltungsmaßnahmen.

Damit erweitert sich der Anwendungsbereich des Eurocode 7 erheblich und bildet viele bisher nur in nationalen Regelwerken oder Empfehlungen behandelte Bauweisen erstmals europaweit einheitlich ab.

Um eine übermäßige Anzahl an Dokumenten zu vermeiden, ist geplant, die DIN 1054 und die DIN 4020 in den nationalen Anhängen zum EC 7 zu integrieren. Ebenso sollen

informative Anhänge des EC 7 entsprechend vorhandener deutscher Regelwerke überarbeitet oder durch diese ersetzt werden.

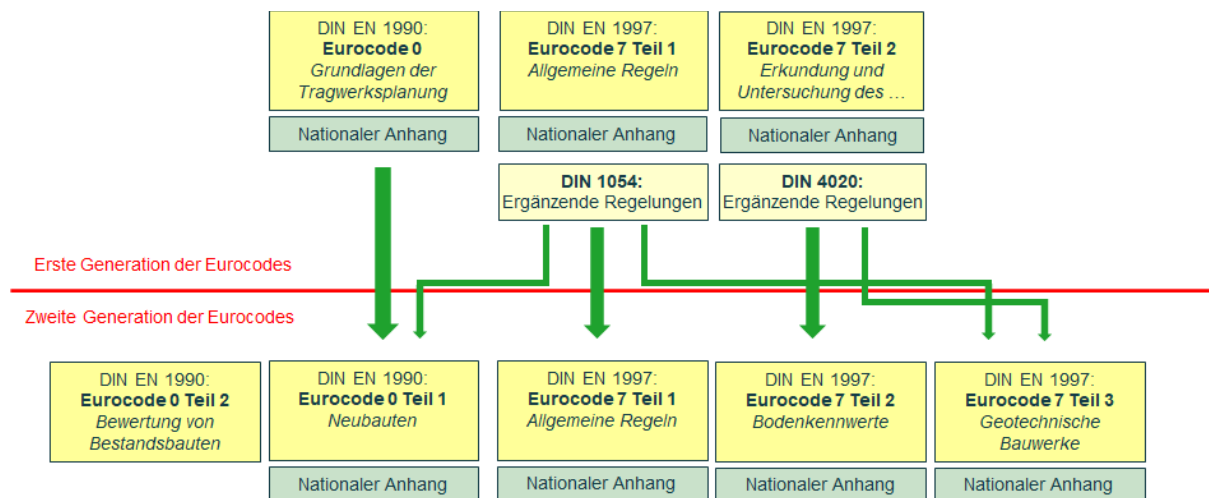


Abbildung 1: Änderung der Struktur der Eurocodes.

3.2 Neue Begriffe und Klassifikationen

Mit der zweiten Generation werden zentrale Begriffe neu definiert oder erweitert. Besonders hervorzuheben sind:

Representative Value (X_{rep})

Der repräsentative Wert (X_{rep}) ersetzt die Bezeichnung des bisherigen charakteristischen Wertes als primären Eingangsparameter der Bemessung. Er wird entweder statistisch aus Messdaten abgeleitet oder – bei unzureichender Datenbasis – als vorsichtige Abschätzung festgelegt. Ersterer wird jetzt als neu definierter charakteristischer Wert und der Zweite als Nominalwert bezeichnet. Für die Berücksichtigung von Einflüssen wie Feuchte, Alterung, Spannungszustand und Bauausführung, die beispielsweise bei Geotextilien relevant sind, kann ein Anpassungsfaktor eingesetzt werden.

Ground Model (GM)/ Geotechnical Design Model (GDM)

Die Norm fordert explizit die Erstellung eines standortspezifischen Baugrundmodells (GM), das alle relevanten geologischen, hydrogeologischen und geotechnischen Informationen zusammenführt. Dieses Modell ist fortlaufend zu aktualisieren und dient ergänzt mit den Baugrundkennwerten der Herleitung des geotechnischen Bemessungsmodells (GDM).

Consequence Class (CC)/ Geotechnical Complexity Class (GCC)

Die geotechnische Kategorie (GC) wird nicht mehr direkt festgelegt, sondern ergibt sich aus der Kombination von Versagensfolgeklasse (CC) und geotechnischer Komplexitäts-

klasse (GCC). In Deutschland soll jedoch zur besseren Anwendbarkeit die direkte Festlegung beibehalten werden. Ebenso soll in Deutschland zumindest in der Geotechnik die Versagensfolge keinen Einfluss auf die Teilsicherheitsbeiwerte haben, wodurch die Berücksichtigung der im EC 0 vorgesehenen Versagensfolgefaktoren k_f , k_m und k_r die vorzugsweise zwischen 0,9 und 1,1 liegen sollen, entfallen kann.

3.3 Neue Nachweiskonzepte

Die bekannten Design Approaches (DA) der ersten Generation, die wie oben beschrieben die Anwendung der Teilsicherheitsbeiwerte sowohl auf die Einwirkungen und Beanspruchungen als auch auf den Widerstand regelten, werden durch die Kombination der Verification Cases (VC1 bis VC4) mit einem von zwei wählbaren Sicherheitskonzepten ersetzt:

- **Material Factor Approach (MFA):**
Abminderung der Baugrundkenngrößen vor der Berechnung der Widerstände.
- **Resistance Factor Approach (RFA):**
Berechnung der Widerstände mit repräsentativen Werten und anschließende Abminderung der Widerstände.

Diese Kombinationen werden für jedes geotechnische Bauwerk im neuen EN 1997-3 festgelegt. Die Kombination von VC3 mit MFA entspricht dem alten DA3 bzw. GEO3 und die Kombination VC4 mit RFA dem DA2* bzw. GEO2.

4. Auswirkungen auf die geotechnische Praxis

Die strukturellen und methodischen Änderungen führen zu entsprechenden Konsequenzen für Planung, Bemessung und Ausführung geotechnischer Bauwerke. Die zweite Generation des Eurocode 7 verändert nicht nur einzelne Nachweisformate, sondern das gesamte Verständnis des geotechnischen Entwurfsprozesses.

4.1 Auswirkungen auf die Planung

Die verpflichtende Einführung eines standortspezifischen Baugrundmodells und eines darauf aufbauenden, geotechnischen Bemessungsmodells führt zu einer deutlichen Aufwertung der Planungsphase. Die Baugrunduntersuchung, die Modellbildung und die Ableitung der maßgebenden Baugrundkenngrößen werden nicht mehr als vorgelagerte Hilfstätigkeit verstanden, sondern als zentraler Bestandteil des Entwurfsprozesses. Planer sind künftig stärker gefordert,

- Unsicherheiten explizit zu dokumentieren,
- Modellannahmen zu begründen und
- die Modellbildung während Planung und Bau fortzuschreiben.

Dies erhöht die Qualität, führt aber gleichzeitig zu einem höheren Koordinationsaufwand und steigenden Anforderungen an die Qualifikation der beteiligten Ingenieurinnen und Ingenieure.

4.2 Auswirkungen auf die Bemessung

Durch ein hohes zeitliches Engagement der deutschen Vertreter bei der Entwicklung der zweiten Generation der Eurocodes ist es möglich, im Wesentlichen die in Deutschland üblichen Ergebnisse bei der Dimensionierung bezüglich erforderlichen Materials und Abmessungen beizubehalten. Der Aufwand ist jedoch gestiegen und der Rechengang unübersichtlicher geworden. Der höhere Dokumentationsaufwand, zusätzliche Zwischenschritte, die Umbenennung etablierter Begriffe, sowie die engere Verzahnung von EC 0 und EC 7 führen nicht zu einer Verbesserung der Nutzerfreundlichkeit. Dieses Vorgehen war jedoch im Sinne einer europäischen Einigung erforderlich und eröffnet auch zusätzliche Möglichkeiten für die Zukunft.

4.3 Auswirkungen auf Ausführung und Lebenszyklus

Neu ist die explizite normative Verankerung der Überwachung, Inspektion, Kontrolle und Instandhaltung über den gesamten Lebenszyklus eines Bauwerks. Die Geotechnik wird damit stärker in ein integrales Qualitätsmanagement eingebunden. Dies ist neben den im folgenden Kapitel beschriebenen Ergänzungen bezüglich der Bemessungen weiterer geotechnischer Bauwerke maßgeblich verantwortlich für die Steigerung des Textumfangs und wird auch mehr Dokumentation erfordern.

5. Neue genormte Bauweisen

Mit der Aufnahme eigenständiger Kapitel zu bewehrten Schüttkonstruktionen, Bodenverbesserungen, bodenvernagelten Konstruktionen sowie Grundwasserkontrollmaßnahmen im neuen EN 1997-3 erfährt die Geotechnik eine erhebliche inhaltliche, normative Erweiterung. Bauweisen, die bislang vor allem durch nationale Regelwerke, Empfehlungen oder Herstellerangaben geprägt waren, erhalten nun erstmals eine europaweit normative Grundlage.

5.1 Bewehrte Schüttkonstruktionen

Der neue EC 7 Teil 3 enthält umfassende Regelungen für den Entwurf und die Bemessung von Erdkörpern mit Bewehrungselementen aus Geokunststoffen oder Stahl. Dabei werden sowohl innere als auch äußere Grenzzustände systematisch behandelt. Die Norm integriert viele Inhalte der bisherigen Empfehlungen, etwa aus der deutschen EBGE (2010) und dem M SASE (2010), in ein verbindliches europäisches Bemessungskonzept.

Besondere Bedeutung kommt der Berücksichtigung der zeitabhängigen Materialeigenschaften, der Dauerhaftigkeit sowie der Qualitätssicherung beim Einbau und bei der Herstellung zu. Detaillierte Ausführungen hierzu finden sich in Bräu (2025) und Lehmann & Hangen & Vollmert (2025).

5.2 Bodenvernagelungen und Felsnägel

Bodenvernagelungen werden, wie die bewehrten Schüttkonstruktionen, als Verbundbauwerk betrachtet, wobei Außenhaut und Bodennägel einen monolithischen Körper erzeugen. In der Bemessung nehmen die Bodennägel nur Zuglasten auf. Die Bemessung und Ausführung einer Bodenvernagelung war bisher nicht normativ geregelt. In bauaufsichtlich relevanten Fällen erteilt das DIBt allgemeine Bauartgenehmigungen für die Bemessung und Ausführung von Bodenvernagelungen, ggf. in Kombination mit einer allgemeinen bauaufsichtlichen Zulassung für regelungsbedürftige Komponenten. Im neuen EC 7 Teil 3 gibt es hierzu jetzt entsprechende Regelungen, die überwiegend der bisherigen Praxis entsprechen. Felsnägel hingegen werden zur Stabilisierung von Felsböschungen und einzelnen Felsblöcken eingesetzt, wobei die Neigung von Felsnägeln von der Ausrichtung der Trennflächen im Gestein abhängt. Wichtige Hinweise zu den Unterschieden von Bodenvernagelungen und Felsnägeln, die in getrennten Kapiteln behandelt werden, geben Maca & Dietz & Stille & Virely (2023).

5.3 Baugrundverbesserung

Auch der Bereich der Bodenverbesserung wird erstmals umfassend normativ geregelt. Verfahren wie Rüttelstopfverdichtung, Tiefenverdichtung, Injektionen, Bodenmischverfahren oder Vorbelastungen werden systematisch erfasst. Der Entwurf basiert auf einem engen Zusammenspiel aus Baugrundmodell, Versuchsfeldern, Überwachung und Anpassung des Entwurfs während der Ausführung. Damit wird die bisher oft projekt- und erfahrungsbasierte Anwendung dieser Verfahren in ein strukturiertes, normatives Gesamtkonzept überführt.

6. Ausblick und Empfehlungen

Die zweite Generation des Eurocode 7 stellt die geotechnische Praxis vor eine der größten Umstellungen des letzten Jahrzehnts. Sie eröffnet neue Möglichkeiten, bringt jedoch zugleich eine erhebliche Zunahme an Komplexität mit sich. Bis September 2027 müssen die neuen Eurocodes veröffentlicht sein und ein halbes Jahr später sind die alten zurückzuziehen. Für die Praxis ergeben sich folgende zentrale Handlungsempfehlungen:

- frühzeitige Schulung und Qualifikation der beteiligten Fachingenieure,
- Aufbau systematischer Modelle für Baugrund und Bauwerk,

- enge Verzahnung von Planung, Bemessung, Ausführung und Überwachung,
- aktive Mitwirkung bei der Erarbeitung der Nationalen Anhänge.

Nur durch eine konsequente Umsetzung dieser Maßnahmen kann das Potenzial der neuen Normengeneration ausgeschöpft und gleichzeitig die praktische Anwendbarkeit gewährleistet werden.

Literatur

Bräu, G. (2025), 'Eurocode 7 – Zweite Generation Bewehrte Erdkörper', *Tagungsband Fachsektionstage Geotechnik, 7. – 8. Oktober 2025, Würzburg, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)*, 440-445

EBGEO (2010), 'Empfehlungen für Entwurf und Berechnung von Erdkörpern mit Geokunststoffbewehrungen', *Deutsche Gesellschaft für Geotechnik*, Ernst & Sohn

Lehmann, F., Hangen, H. & Vollmert, L. (2025), 'Auswirkungen des neuen EC-7 auf die Bemessung von bewehrten Stützkonstruktionen', *Tagungsband Fachsektionstage Geotechnik, 7. – 8. Oktober 2025, Würzburg, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)*, 428-437

Maca, N., Dietz, K., Stille, H. & Virely, D. (2023). 'Felsbauplanung im geotechnischen Werkzeugkasten von morgen: Eurocode 7 - Geotechnische Bauwerke: Anker, Felsnägel, Bodennägel und Grundwasserkontrolle (EN 1997-3:2024)', *Geomechanics and Tunneling*, 16. 536-558. 10.1002/geot.202300026, 536-558

M SASE (2010), 'Merkblatt für den Entwurf und die Bemessung von Stützkonstruktionen aus stahlbewehrten Erdkörpern', *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen (FGSV)*, Köln

Ziegler, M. (2025), 'Übersicht über die Neuregelungen des EC 7 (2. Generation)', *Tagungsband Fachsektionstage Geotechnik, 7. – 8. Oktober 2025, Würzburg, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (DGGT)*, 428-437

Autorenverzeichnis

Malud Ahmad
Stadt Mayen, Mayen
malud.ahmad@mayen.de

Stefan Arnoldi
BuM Beton- und Monierbau GmbH & Co. KG, Herten
stefan.arnoldi@bumherten.de

Björn Böhle
Keller Grundbau GmbH, Bochum
bjoern.boehle@keller.com

Oliver Detert
Huesker Synthetik GmbH, Gescher
detert@huesker.de

Jiarui Du
Ruhr-Universität Bochum, Bochum
jiarui.du@rub.de

Simon Ebbert
Huesker Synthetik GmbH, Gescher
ebbert@huesker.de

Thomas Garbers
Aarsleff Spezialtiefbau GmbH, Hamburg
thga@aarsleff.de

Paul Gehwolf
Dr. Spang GmbH, München
geotechnik.muenchen@dr-spang.de

Marcel Grave
Implenia Civil Engineering GmbH, Essen
marcel.grave@implenia.com

Stephan Gutjahr
Geoteam Ingenieurgesellschaft mbH, Dortmund
s.gutjahr@geo-team.info

Teemu Hagge-Kubat
Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, Mainz
hagge-kubat@uni-mainz.de

Sarah Hägele
Dr. Spang GmbH, München
geotechnik.muenchen@dr-spang.de

Achilles Häring
Dr. Spang GmbH, Esslingen
planung.statik@dr-spang.de

Fabian Heidenreich
Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe
fabian.heidenreich@baw.de

Markus Herten
Bergische Universität Wuppertal, Wuppertal
herten@uni-wuppertal.de

Raoul Hölter
Dr. Spang GmbH, Witten
planung.statik@dr-spang.de

Sven Keßler
CDM Smith SE, Bochum
sven.kessler@cdmsmith.com

Diethard König
Ruhr-Universität Bochum, Bochum
diethard.koenig@rub.de

Felix Lehmann
ELE Beratende Ingenieure GmbH, Essen
felix.lehmann@ele-e.de

Viktor Poberezhnyi
Huesker Synthetik GmbH, Gescher
poberezhnyi@huesker.de

Lena Reese
CDM Smith SE, Bochum
lena.reese@cdmsmith.com

Ferdinand Stöckhert
TABERG Ingenieure GmbH, Lünen
ferdinand.stoeckhert@taberg.de

Carola Vogt-Breyer
HFT Stuttgart, Stuttgart
carola.vogt-breyer@hft-stuttgart.de

Lars Vollmert
Naue GmbH & Co. KG, Espelkamp
lvollmert@naue.com

Sarah Wegner
Technische Hochschule Georg Agricola, Bochum
sarah.wegner@stud.thga.de

Ansgar Wehinger
Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, Mainz
ansgar.wehinger@lgb-rlp.de

Christoph Wehr
Keller Grundbau GmbH, Würzburg
christoph.wehr@keller.com

Torsten Wichtmann
Ruhr-Universität Bochum, Bochum
torsten.wichtmann@rub.de

Dirk Windeln
Aarsleff Spezialtiefbau GmbH, Oberhausen
dwin@aarsleff.de

Abdullah Zafar
Huesker Synthetik GmbH, Gescher
zafar@huesker.de

**Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Wasserwesen und Verkehrswesen,
Herausgeber: H.L. Jessberger**

- 1 (1979) **Hans Ludwig Jessberger**
Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 2 (1978) **Joachim Klein**
Nichtlineares Kriechen von künstlich gefrorenem Emschermergel
- 3 (1979) **Heinz-Joachim Gödecke**
Die Dynamische Intensivverdichtung wenig wasserdurchlässiger Böden
- 4 (1979) **Poul V. Lade**
Three Dimensional Stress-Strain Behaviour and Modeling of Soils
- 5 (1979) **Roland Pusch**
Creep of soils
- 6 (1979) **Norbert Diekmann**
Zeitabhängiges, nichtlineares Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff unter triaxialer Belastung
- 7 (1979) **Rudolf Dörr**
Zeitabhängiges Setzungsverhalten von Gründungen in Schnee, Firn und Eis der Antarktis am Beispiel der deutschen Georg-von-Neumayer- und Filchner-Station
- 8 (1984) **Ulrich Güttler**
Beurteilung des Steifigkeits- und Nachverdichtungsverhaltens von ungebundenen Mineralstoffen
- 9 (1986) **Peter Jordan**
Einfluss der Belastungsfrequenz und der partiellen Entwässerungsmöglichkeiten auf die Verflüssigung von Feinsand
- 10 (1986) **Eugen Makowski**
Modellierung der künstlichen Bodenvereisung im grundwasserdurchströmten Untergrund mit der Methode der finiten Elemente
- 11 (1986) **Reinhard A. Beine**
Verdichtungswirkung der Fallmasse auf Lastausbreitung in nichtbindigem Boden bei der Dynamischen Intensivverdichtung
- 12 (1986) **Wolfgang Ebel**
Einfluss des Spannungspfades auf das Spannungs-Verformungsverhalten von gefrorenem Schluff im Hinblick auf die Berechnung von Gefrierschächten
- 13 (1987) **Uwe Stoffers**
Berechnungen und Zentrifugen-Modellversuche zur Verformungsabhängigkeit der Ausbaubeanspruchung von Tunnelausbauten in Lockergestein
- 14 (1988) **Gerhard Thiel**
Steifigkeit und Dämpfung von wassergesättigtem Feinsand unter Erdbebenbelastung

- 15 (1991) **Mahmud Thaher**
Tragverhalten von Pfahl-Platten-Gründungen im bindigen Baugrund,
Berechnungsmodelle und Zentrifugen-Modellversuche

Schriftenreihe des Instituts für Grundbau, Herausgeber: H.L. Jessberger

- 16 (1992) **Rainer Scherbeck**
Geotechnisches Verhalten mineralischer Deponieabdichtungsschichten bei
ungleichförmiger Verformungswirkung
- 17 (1992) **Martin M. Bizialiele**
Torsional Cyclic Loading Response of a Single Pile in Sand
- 18 (1993) **Michael Kotthaus**
Zum Tragverhalten von horizontal belasteten Pfahlreihen aus langen
Pfählen in Sand
- 19 (1993) **Ulrich Mann**
Stofftransport durch mineralische Deponieabdichtungen: Versuchs-
methodik und Berechnungsverfahren
- 20 (1992) **Festschrift anlässlich des 60. Geburtstages von
Prof. Dr.-Ing. H. L. Jessberger**
20 Jahre Grundbau und Bodenmechanik an der Ruhr-Universität Bochum
- 21 (1993) **Stephan Demmert**
Analyse des Emissionsverhaltens einer Kombinationsabdichtung im
Rahmen der Risikobetrachtung von AbfalldPONEN
- 22 (1994) **Diethard König**
Beanspruchung von Tunnel- und Schachtausbauten in kohäsionslosem
Lockergestein unter Berücksichtigung der Verformung im Boden
- 23 (1995) **Thomas Neteler**
Bewertungsmodell für die nutzungsbezogene Auswahl von Verfahren zur
Altlastensanierung
- 24 (1995) **Ralph Kockel**
Scherfestigkeit von Mischabfall im Hinblick auf die Standsicherheit von
Deponien
- 25 (1996) **Jan Laue**
Zur Setzung von Flachfundamenten auf Sand unter wiederholten
Lastereignissen
- 26 (1996) **Gunnar Heibrock**
Zur Rissbildung durch Austrocknung in mineralischen
Abdichtungsschichten an der Basis von Deponien
- 27 (1996) **Thomas Siemer**
Zentrifugen-Modellversuche zur dynamischen Wechselwirkung zwischen
Bauwerken und Baugrund infolge stoßartiger Belastung
- 28 (1996) **Viswanadham V. S. Bhamidipati**
Geosynthetic Reinforced Mineral Sealing Layers of Landfills

- 29 (1997) **Frank Trappmann**
Abschätzung von technischem Risiko und Energiebedarf bei
Sanierungsmaßnahmen für Altlasten
- 30 (1997) **André Schürmann**
Zum Erddruck auf unverankerte flexible Verbauwände
- 31 (1997) **Jessberger, H. L. (Herausgeber)**
Environment Geotechnics, Report of ISSMGE Technical Committee TC 5 on
Environmental Geotechnics

**Schriftenreihe des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik,
Herausgeber: Th. Triantafyllidis**

- 32 (2000) **Triantafyllidis, Th. (Herausgeber)**
Boden unter fast zyklischer Belastung: Erfahrung und
Forschungsergebnisse (Workshop)
- 33 (2002) **Christof Gehle**
Bruch- und Scherverhalten von Gesteintrennflächen mit
dazwischenliegenden Materialbrücken
- 34 (2003) **Andrzej Niemunis**
Extended hypoplastic models for soils
- 35 (2004) **Christiane Hof**
Über das Verpressankertragverhalten unter kalklösendem
Kohlensäureangriff
- 36 (2004) **René Schäfer**
Einfluss der Herstellungsmethode auf das Verformungsverhalten von
Schlitzwänden in weichen bindigen Böden
- 37 (2005) **Henning Wolf**
Zur Scherfugenbänderung granularer Materialien unter
Extensionsbeanspruchung
- 38 (2005) **Torsten Wichtmann**
Explizites Akkumulationsmodell für nichtbindige Böden unter zyklischer
Belastung
- 39 (2008) **Christoph M. Loreck**
Die Entwicklung des Frischbetondruckes bei der Herstellung von
Schlitzwänden
- 40 (2008) **Igor Arsic**
Über die Bettung von Rohrleitungen in Flüssigböden
- 41 (2009) **Anna Arwanitaki**
Über das Kontaktverhalten zwischen einer Zweiphasenschlitzwand und
nichtbindigen Böden

**Schriftenreihe des Lehrstuhls für Grundbau, Boden- und Felsmechanik,
Herausgeber: T. Schanz**

- 42 (2009) **Yvonne Lins**
Hydro-Mechanical Properties of Partially Saturated Sand
- 43 (2010) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Geotechnische Herausforderungen beim Umbau des Emscher-Systems,
Beiträge zum RuhrGeo Tag 2010
- 44 (2010) **Jamal Alabdullah**
Testing Unsaturated Soil for Plane Strain Conditions: A New Double-Wall
Biaxial Device
- 45 (2011) **Lars Röchter**
Systeme paralleler Scherbänder unter Extension im ebenen
Verformungszustand
- 46 (2011) **Yasir Mawla Hammood Al-Badran**
Volumetric Yielding Behavior of Unsaturated Fine-Grained Soils
- 47 (2011) **Usque ad finem**
Selected research papers
- 48 (2012) **Muhammad Ibrar Khan**
Hydraulic Conductivity of Moderate and Highly Dense Expansive Clays
Highly Dense Expansive Clays
- 49 (2014) **Long Nguyen-Tuan**
Coupled Thermo-Hydro-Mechanical Analysis: Experiment and Back
Analysis
- 50 (2014) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Ende des Steinkohlenbergbaus im Ruhrrevier: Realität und Perspektiven
für die Geotechnik, Beiträge zum RuhrGeo Tag 2014
- 51 (2014) **Usque ad finem**
Selected research papers
- 52 (2014) **Houman Soleimani Fard**
Study on the Hydro-Mechanical Behavior of Fiber Reinforced Fine Grained
Soils, with Application to the Preservation of Historical Monuments
- 53 (2014) **Wiebke Baille**
Hydro-Mechanical Behaviour of Clays - Significance of Mineralogy
- 54 (2014) **Qasim Abdulkarem Jassim Al-Obaidi**
Hydro-Mechanical Behaviour of Collapsible Soils
- 55 (2015) **Veselin Zarev**
Model Identification for the Adaption of Numerical Simulation Models -
Application to Mechanized Shield Tunneling
- 56 (2015) **Meisam Goudarzy**
Micro and Macro Mechanical Assessment of Small and Intermediate Strain
Properties of Granular Material

- 57 (2016) **Oliver Detert**
Analyse einer selbstregulierenden interaktiven Membran Gründung für
Schüttkörper auf geringtragfähigen Böden
- 58 (2016) **Yang Yang**
Analyses of Heat Transfer and Temperature-induced Behaviour in
Geotechnics
- 59 (2016) **Alborz Pourzargar**
Application of suction stress concept to partially saturated compacted
soils
- 60 (2017) **Hanna Haase**
Multiscale Analysis of Clay-Polymer Composites for Geoenvironmental
Applications
- 61 (2017) **Kavan Khaleli**
Constitutive modeling of rock salt with application to energy storage
caverns
- 62 (2017) **Nina Silvia Müthing**
On the consolidation behaviour of fine-grained soils under cyclic loading
- 63 (2017) **Elham Mahmoudi**
Probabilistic analysis of a rock salt cavern with application to energy
storage systems
- 64 (2017) **Negar Rahemi**
Evaluation of liquefaction behavior of sandy soils using critical state soil
mechanics and instability concept
- 65 (2018) **Chenyang Zhao**
Numerical Modeling of Mechanized Tunnel Excavation: Effects of
Sub-systems and Advanced Process Simulation
- 66 (2018) **Tom Schanz (Herausgeber)**
Innovationen im Spezialtiefbau und in der Umweltgeotechnik, Beiträge
zum RuhrGeo Tag 2018
- 67 (2019) **Linzhi Lang**
Hydro-Mechanical Behaviour of Bentonite-Based Materials Used for
Disposal of Radioactive Wastes
- 68 (2019) **Usama Al-Anbaki**
Hydraulic Interaction of Soil and Nonwoven Geotextiles under
Unsaturated Conditions
- 69 (2019) **Abhishek Rawat**
Coupled Hydro-mechanical Behavior of a Compacted Bentonite-Sand
Mixture: Experimental and Numerical Investigations

Schriftenreihe des Lehrstuhls für Bodenmechanik, Grundbau und Umweltgeotechnik, Herausgeber: T. Wichtmann

- 70 (2019) **Mahmoud Qarmout**
Tunnel face stability using Kinematical Element Method (KEM)
- 71 (2021) **Raoul Hölter**
Optimal Experimental Design in Geotechnical Engineering
- 72 (2022) **Wolfgang Lieske**
Impact of polymer constitution on the hydro-mechanical behavior of modified bentonite for the application in geotechnical and geoenvironmental engineering
- 73 (2022) **Patrick Staubach**
Contributions to the numerical modelling of pile installation processes and high-cyclic loading of soils
- 74 (2022) **Lingyun Li**
On the hydromechanical behaviour of loess and its effect on slope stability under rainfall infiltration
- 75 (2022) **Debdeep Sarkar**
Influence of particle characteristics on the behavior of granular materials under static, cyclic and dynamic loading
- 76 (2023) **Torsten Wichtmann (Herausgeber)**
Umbau des Emscher-Systems – Geotechnische Erfahrungen, Beiträge zum RuhrGeo Tag 2023
- 77 (2023) **Abbas Farhat**
Fluidization and erosion of cemented granular materials. Experimental characterization and micromechanical simulation
- 78 (2023) **Andrea Geppetti**
Experimental and numerical investigations on the behaviour of tailing storage facilities under seismic loading
- 79 (2023) **Mohammad Hassan Sanayei**
Micromechanical modelling for the analysis of piping erosion in cemented soils for suction-assisted offshore foundations
- 80 (2024) **Christoph Schmüdderich**
Contributions to the stability assessment of slopes subjected to seismic loading
- 81 (2024) **Thomas Barciaga**
Constitutive modeling of natural clay with application to mechanized tunneling
- 82 (2024) **Cristian Rodriguez**
Contributions to the modelling of water-saturated soils: A particle-based approach
- 83 (2025) **Florian Christ**
Experimental investigations on the hydro-mechanical behaviour of clay shales for tunnelling relevant boundary conditions

- 84 (2025) **Alireza Jafari Jebeli**
On the influence of heterogeneous pore structure on collapse behaviour of sandy soils
- 85 (2025) **Maximilian Schoen**
Numerical analysis of tunnel excavation in swellable clay rocks
- 86 (2025) **Qian Gu**
On the effects of grain shape, gradation, fabric and stress state on the small-strain stiffness of granular soils
- 87 (2025) **Manh Cuong Le**
Experimental validation of the effective stress concept in unsaturated soils using the suction stress approach across multiple test types and a wide suction range
- 88 (2025) **Firas Hussain Ali Ghrairi**
Numerical Simulation of Flexible Granular Inclusions with Special Focus on the Installation Process
- 89 (2026) **Torsten Wichtmann (Herausgeber)**
Innovationen in der Geotechnik, Beiträge zum RuhrGeo Tag 2026