

Mitteilung des Instituts
für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 116



Messen in der Geotechnik 2024

Fachseminar: 22./23. Februar 2024

Organisation:

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Eugen Daumlechner

Braunschweig 2024

Herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. J. Stahlmann

Eigenverlag: Institut für Geomechanik und Geotechnik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 391- 62000
Fax : (0531) 391- 62040
E-Mail : igg@tu-bs.de
Internet : www.igg-tubs.de
ISBN : 978-3-948141-08-0

Druck: **DruckVoll** UG (haftungsbeschränkt)
Anne Seckelmann
Weinbergweg 40a · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 390 679 64
Fax : (0531) 390 718 35
E-Mail : info@druckvoll-bs.de
Internet : www.druckvoll-bs.de

Druck auf chlorfrei gebleichtem Papier

VORWORT

Das Institut für Geomechanik und Geotechnik der Technischen Universität Braunschweig (IGG-TUBS) veranstaltet mit diesem Symposium zum vierzehnten Mal das Fachseminar *Messen in der Geotechnik*. Es findet das letzte Mal unter meiner Leitung statt, da ich nach 22 interessanten und spannenden Jahren an der Technischen Universität Carolo-Wilhelmina zu Braunschweig in den Ruhestand gehe. Die Geomeßtechnik hat mich in den mehr als 50 Jahren, in denen ich im Bauwesen in unterschiedlichen Positionen tätig war, immer begleitet. Manchmal nur in der Alibi-Funktion als Qualitätsmaßnahme, sehr oft aber zur Vertiefung des Systemverständnisses im Rahmen der Beobachtungsmethode. Ob es sich dabei nun um die Gründung von Hochhäusern und Offshore-Windenergieanlagen, die Sanierung von Talsperren, den Untertägigen Hohlraumbau, den Seehafenbau oder die Endlagerung radioaktiver Abfälle handelt, immer war die Geomeßtechnik mit den Meßkonzepten, vor allem aber mit der Interpretation der Meßergebnisse für mich von großer Bedeutung für die Reduktion der in der Geotechnik systemimmanenten Ungewißheiten. Das große Spektrum der Einsatzbereiche wird auch in diesem Jahr in unserem Symposium wieder deutlich.

Die positive Resonanz der Teilnehmer, die hohe Qualität der Beiträge, das große Interesse an den Tagungsbänden und nicht zuletzt unsere Arbeiten auf diesem Gebiet, bestärken uns in dem Bestreben, dieses Symposium alle zwei Jahre als Forum für Fachleute aus Industrie, Behörden, Forschungseinrichtungen und Ingenieurbüros anzubieten, das nächste Mal unter einer neuen Leitung.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Anwendung aber auch der Weiterentwicklung von Messgebern im erfolgreichen Einsatz dieser Messtechnik zur Beantwortung vielfältiger geotechnischer sowie geomechanischer Fragestellungen versprechen wieder zwei interessante Tage mit, wie wir hoffen, anregenden Diskussionen.

Ich möchte an dieser Stelle den Referenten und ihren Co-Autoren für die schriftliche Ausarbeitung und deren fristgerechte Fertigstellung sehr herzlich danken. So kann Ihnen dieser Beitragsband rechtzeitig zu Beginn der Tagung vorgelegt werden. Für die Zusammenstellung der Beiträge und die Betreuung der Referenten und Aussteller bedanke ich mich recht herzlich bei meinen Mitarbeitern, den Herren Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann und Dipl.-Wirtsch.-Ing. Eugen Daumlechner. Nicht zuletzt möchte ich allen an der Vorbereitung und der Durchführung des Symposiums Beteiligten für die hervorragende Arbeit meinen Dank aussprechen.

Ob als Hörer, Referent oder Teilnehmer an der begleitenden Fachaussstellung, mein Nachfolger, Marius Milatz, und ich würden uns sehr freuen, Sie neben der Tagung *Messen in der Geotechnik* auch an den beiden anderen Veranstaltungen meines Institutes wie dem *Pfahl-Symposium* oder der Tagung *Stahl im Wasserbau* im nächsten Jahr begrüßen zu können.

Braunschweig, im Februar 2024



Univ.-Prof. Dr.-Ing. Joachim Stahlmann

Inhaltsverzeichnis

Geotechnik – die ungewisse Herausforderung J. Stahlmann, V. Mintzlaff	1
Geotechnische Überwachung der Auffahrung des Einlagerungsfüllorts Schacht Konrad 2 M. Lieske, J. Bauer, S. Gehne	21
Düsenstrahlpfähle zur Verankerung einer Uferwand im Hamburger Hafen F. Feindt, M. Stapelfeldt, M. Falksohn, E. Koldrack	45
Die digitale Bodenprobe: Zur Messung granulometrischer und bodenmechanischer Eigenschaften von Sanden mittels Computertomografie M. Milatz	59
Langzeitmonitoring verfüllter Salzbergwerke – neues kabelloses Gebirgsdruck-Messsystem M.-B. Schaller, U. Palzer, T. Roske, T. Wilsnack, J. Martin	77
Digitale Messtechnik im Spezialtiefbau Prozessbegleitendes Monitoring zur Sicherung der Qualität P. Wenzl, A. Simson, M. Daubner	91
Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung durch Anwendung unterschiedlicher Messmethoden P. Lenz, O. Stahlhut, A. Ruiken, M. Schallert, N. Schneider	107
30 Jahre Glasfasermessungen in der Geotechnik A. Kindler, K. Dietz	129
Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessungen: Möglichkeiten, Herausforderungen und Erfahrungen aus 10 Jahren Feldeinsatz N. Nöther, M. Facchini	153
Robuste faseroptische Dehnungs- und Temperaturmessung A. Künzel, B. Bruns, C. Kuhn, J. Gattermann	173
Bootsgestützte Multisensorsysteme mit großen Datenmengen als Beitrag zur Validierung des Erhaltungszustandes der Wasserinfrastruktur K. Holste, C. Hesse	207

Inklinometerwagen und Monitoringportal der HPA R. Prieue, C. Schlosser	211
Verbundspannung zwischen Spundwand und injiziertem Füllboden bei Austauschbohrungen D. Reinert, A. Schneider, M. Herten	247
Anwendung geophysikalischer Verfahren zur geotechnischen Charakterisierung am Beispiel des Münchner Untergrunds A. Csuka, U. Ködel, S. Mackens, T. Fechner, B. Jessen, S. Vogt, D. Rebstock, R. Cudmani	256
Detektion von Verschiebungen mittels SAR-Interferometrie R. Schulze, F. Zimmermann	295
Algorithmus zur Optimierung / Aufbereitung messfehlerbehafteter Einzelmessungen S. Franz	323
Erfassung der Vorspannkraft bei bestehenden geankerten Konstruktionen – Abhebeversuche, Nachrüstung und Digitalisierung von Kraftmesseinrichtungen zu Monitoringzwecken M. J. Rebhan, H.-P. Daxer, R. Marte, J. Edler, M. Scharf, C. Gasser, S. L. Burtscher	333
Herausforderungen beim Monitoring einer Deponie mit einem pneumatischen Messsystem aus Betreibersicht K. Brunow, M. F. Ahlinhan, U. Saucke	357
Korrelation von Saugspannungen und Grundwasserständen mit der Setzungs- und Hebungsentwicklung an der Synagoge in Worms G. Maybaum, O. Rosenbusch, H. Lunemann	381
Einfluss der Widerlagerkonstruktion auf die Prüfung von Duktil- und Mikropfählen M. Hayden, M. J. Rebhan, A.-N. Granitzer, F. Tschuchnigg, R. Marte, A. T. Brunner, C. Böhm, D. Adam	407
Liste der Veröffentlichungen des IGG-TUBS	427

Geotechnik – die ungewisse Herausforderung

Joachim Stahlmann, Volker Mintzloff

Technische Universität Braunschweig, Deutschland

1 Einleitung

Die Geotechnik ist ohne Ungewissheiten nicht denkbar. Findet der Umgang mit Ungewissheiten im Alltag routinemäßig oft unbewusst statt, so muss in der Geotechnik ein professioneller Umgang damit gefunden werden. Diese spannende Herausforderung soll in diesem Beitrag näher beleuchtet werden.

Zunächst wird ein Überblick über Ungewissheiten im Allgemeinen und im Feld der Geotechnik gegeben. Es wird gezeigt, wie Wissen und Nichtwissen kategorisiert werden können und wie mit Ungewissheiten umgegangen werden sollte. Anhand von Beispielen aus den beruflichen Erfahrungen des Erstautors wird verdeutlicht, welche Ungewissheiten im Alltag eines Geotechnikers vorkommen und wie mit ihnen umgegangen wurde, bzw. wird.

2 Ungewissheiten

2.1 Wissen, Nicht-Wissen und Ungewissheiten

Wissen kann als ein Satz an verfügbaren Informationen, Regeln und Theorien, die als wahr angenommen werden, definiert werden. Um sich der Fragestellung nach dem Gegenteil, dem Nicht-Wissen zu nähern, wurde 2002 eine Vier-Felder-Matrix eingeführt, die auf eine Pressekonferenz zum zweiten Irak-Krieg des damaligen US-Verteidigungsminister Donald Rumsfeld zurückgeht (Abbildung 1). „Bekannte Bekannte“ stellen in dieser Matrix das Wissen da. Nichtwissen kann als Ungewissheit definiert werden. Eine mögliche Definition von Ungewissheit ist folgende: „Ungewissheit besteht, wo Informationen nicht ausreichend oder nicht eindeutig genug sind, um Aussagen zur Möglichkeit [also Wahrscheinlichkeit] eines Schadens zu machen.“ (Eckhardt, 2020).

Die Spalten der Rumsfeld-Matrix unterscheiden, ob Informationen verfügbar sind oder nicht, die Zeilen, ob diese zur Kenntnis genommen werden oder nicht. Bekannte Bekannte stellen das einem verfügbare Wissen dar. Unbekannte Bekannte stellen Wissen da, welches man selber nicht direkt zur Verfügung hat, das aber irgendwo existiert. Man kann es auch als „ignoriertes Wissen“ beschreiben, durch eine breite disziplinäre sowie inter- und

transdisziplinäre Forschung kann dieses Feld reduziert werden. Bekannte Unbekannte stellen das Wissen über die Ungewissheiten da. Für die Geotechnik typisch ist beispielsweise das Wissen über den nur teilweise aufgeschlossenen Baugrund, der nie vollständig bekannt sein kann. Das Feld „unbekannte Unbekannte“ stellt Nichtwissen dar, von dem man nicht weiß, dass man es nicht weiß. Wenn man sich in einem neuen Projekt mit Ungewissheiten auseinandersetzt, muss dieses Feld immer leer bleiben, weil man durch die explizite Kenntnisnahme des Wissens über eine Ungewissheit dieses Feld verlässt. In der Rückschau auf Projekte kann eine solche Ungewissheit aber durchaus identifiziert werden.

	Informationen verfügbar	Informationen nicht verfügbar
Informationen werden zur Kenntnis genommen	<p>Bekante Bekante <i>„Es gibt Dinge, von denen wir wissen, dass wir sie wissen.“*</i></p>	<p>Bekante Unbekante <i>„Wir wissen, dass es einige Dinge gibt, die wir nicht wissen.“*</i></p>
Informationen werden nicht zur Kenntnis genommen	<p>Unbekante Bekante <i>Es gibt Dinge, von denen wir nicht wissen, dass wir sie wissen müssten.</i></p>	<p>Unbekante Unbekante <i>„Es gibt Dinge, von denen wir nicht wissen, dass wir sie nicht wissen.“*</i></p>

* Zitat Donald Rumsfeld, Februar 2002

Abbildung 1: Matrix zu Wissen und Nichtwissen nach Donald Rumsfeld

Eine weitere typische Unterteilung von Ungewissheiten ist die Unterteilung in aleatorische und in epistemische Ungewissheiten. Aleatorische Ungewissheiten sind dem Wortsinne nach vom Würfel, also dem Zufall abhängig. In diese Kategorie fällt die natürliche Variabilität, die sich gut mit statistischen Methoden eingrenzen lässt. Epistemische Ungewissheiten hingegen beziehen sich auf die Kenntnislage. Hierin fallen die im Abschnitt 2.2 näher beschriebene Annahmen über die Modellbildung. Epistemische Ungewissheiten können nicht reduziert, aber durch ein verbessertes Systemverständnis eventuell in aleatorische Ungewissheiten überführt werden.

Ungewissheiten, die quantifiziert werden können, werden in den Naturwissenschaften oft als Unsicherheiten bezeichnet. Kann Eintrittswahrscheinlichkeit und Schadenshöhe definiert werden, so kann man ein technisches Risiko definieren, welches sich aus der Multiplikation beider Parameter ergibt. Dieses ist dem Feld der „bekannten Unbekannten“ zuzuordnen, wenn die Eintrittswahrscheinlichkeit bekannt ist.

2.2 Ungewissheiten durch Modellbildung

Die gängige Praxis in den Ingenieurwissenschaften im Umgang mit in der Realität ablaufenden, beobachteten Prozessen ist es, diese in einem Ingenieurmodell so zu vereinfachen, sodass sie numerischen bzw. analytischen Untersuchungen zugänglich werden (Abbildung 2). Um die Realität beschreiben zu können, werden zunächst Zustandsgrößen gesammelt und deren Veränderung in Raum und Zeit beobachtet. Diese werden multiphysikalischen Prozessen zugeordnet und ein physikalisches Modell abgeleitet. Aus der Perspektive der Ungewissheiten stellen sich hier Fragen über die Richtigkeit und Vollständigkeit der Beobachtung der Zustände und ihrer räumlichen und zeitlichen Veränderungen. Das Physikalische Modell wird in ein Mathematisches Modell überführt, welches eine Vereinfachung des Physikalischen Modells darstellt, indem z.B. Terme höherer Ordnung vernachlässigt oder deterministische Funktionen verwendet werden, anstatt von statistischen. Dieses wird schließlich in ein Ingenieurmodell überführt, welches auf drei Säulen basiert: Zum einen das verbal-argumentative Vorgehen aufgrund von Plausibilitätsbetrachtungen und Erfahrung, zum anderen bei komplexen Zusammenhängen meist numerische Berechnungsverfahren und drittens gegenständliche Untersuchungen in Experimenten.

Üblicherweise werden in den Ingenieurwissenschaften auf der Grundlage umfangreicher Erfahrungen Ungewissheiten über ausreichend hohe Sicherheitsmargen abgedeckt. Wo die Datenbasis der Erfahrungswerte nicht ausreichend ist, wird die sogenannte Beobachtungsmethode, d. h. die Überprüfung der Ergebnisse einer ingenieurwissenschaftlich plausiblen Prognose durch Messungen der real auftretenden Zustandsänderungen angewandt. Grundlage hierfür ist das Ingenieurmodell. (MINTZLAFF & STAHLMANN, 2021).

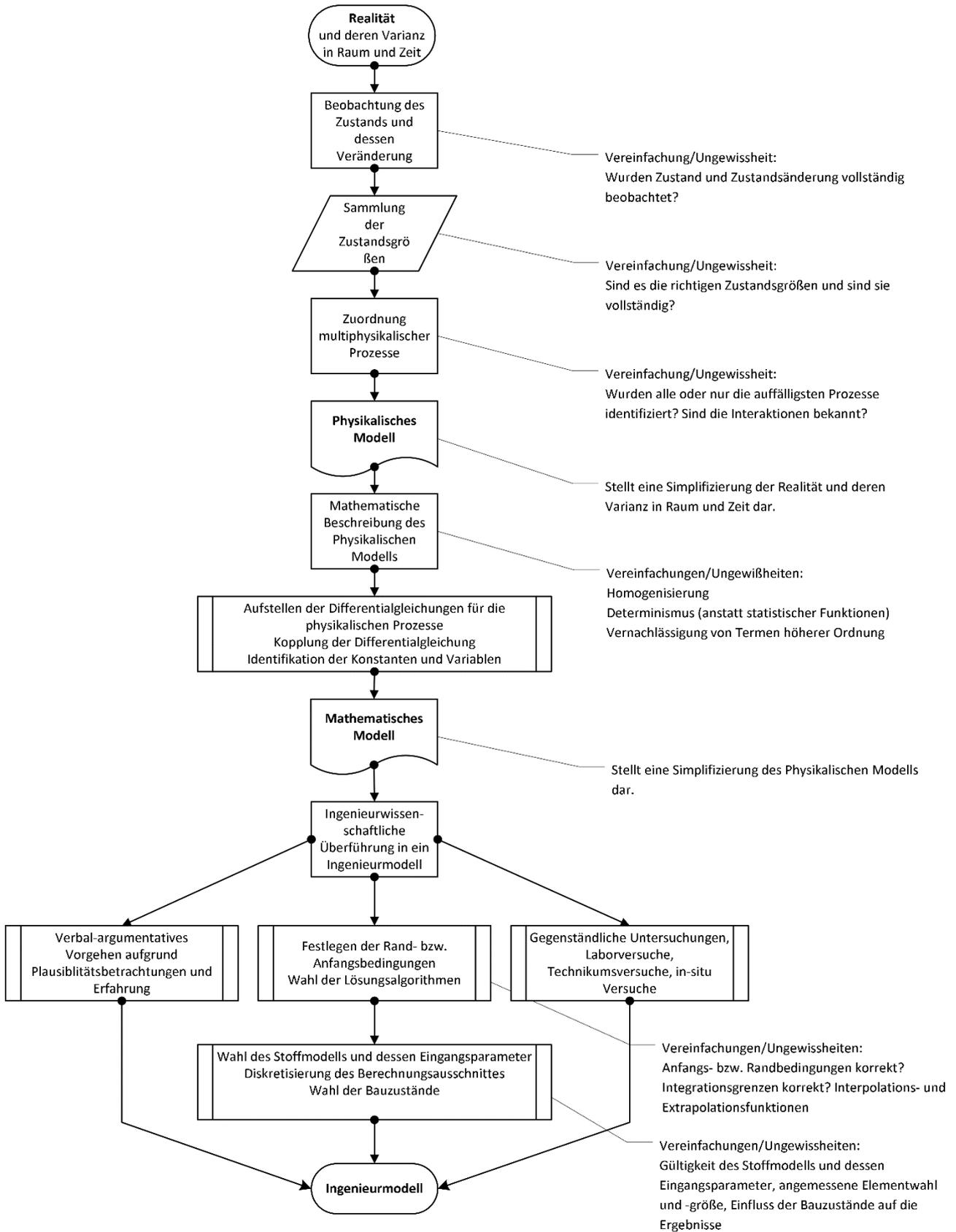


Abbildung 2: Beschreibung der Realität und Modellbildung vom physikalischen Modell zum Ingenieurmodell [MINTZLAFF & STAHLMANN, 2021]

2.3 Verkettung von Ungewissheiten

In der Realität gibt es beim Bauen mit und im Untergrund eine Verkettung von Ungewissheiten, die in Abbildung 3 dargestellt sind. Im Beitrag von MINTZLAFF & STAHLMANN, 2021 werden diese detailliert am Beispiel der Planung eines Tiefenlagers für hochradioaktive Abfälle erläutert. Hier sollen nun die wesentlichen Ungewissheiten für die Geotechnik herausgearbeitet werden. Die meisten Ungewissheiten fallen in das Feld der „bekannten Unbekannten“, bei epistemischen Ungewissheiten in der Modellbildung kann in der Realität auch das Feld der „unbekannten Unbekannten“ tangiert werden.

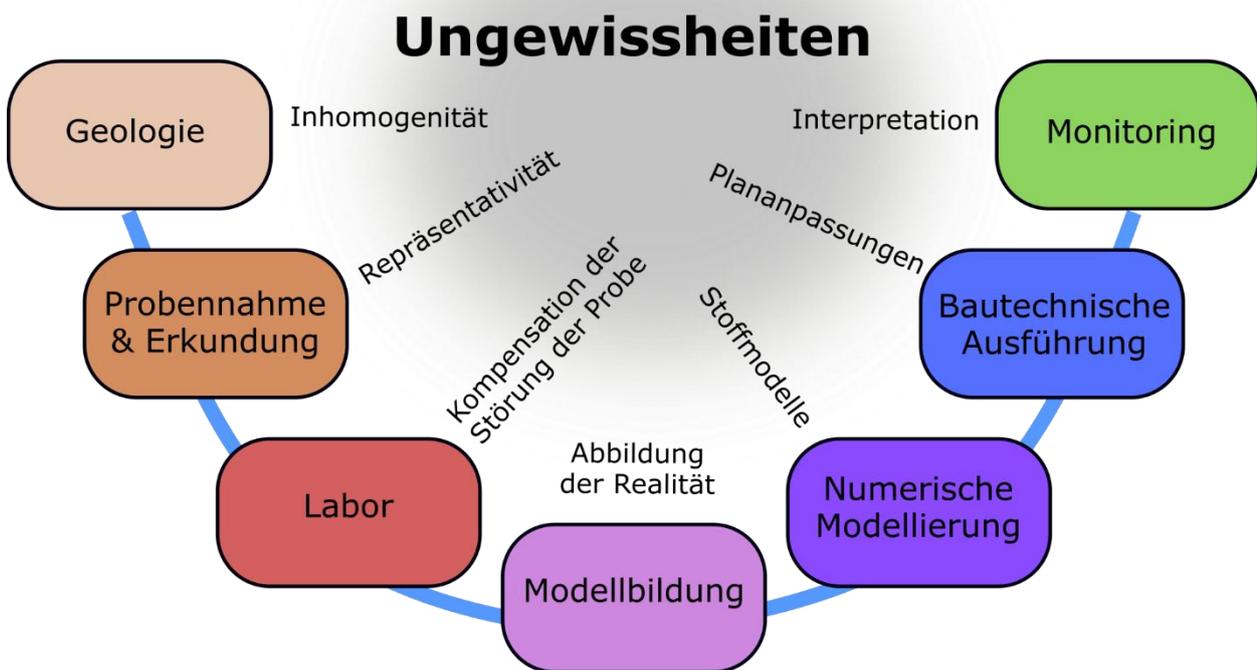


Abbildung 3: Verkettung von Ungewissheiten [MINTZLAFF & STAHLMANN, 2021]

Ein Baugrund weist aufgrund der natürlichen Prozesse, die zu seiner Entstehung geführt haben, eine gewisse Inhomogenität auf. Diese kann beispielsweise dadurch entstanden sein, dass ein Boden in einer dynamischen Flussauenlandschaft abgelagert wurde. Dadurch liegen Sande und feinkörnige Sedimente mit organischen Anteilen oft neben und übereinander, weil der Fluss im Laufe der Zeit seinen Verlauf immer wieder ändert, mal

Hoch- und mal Niedrigwasser führt. Oder es gibt, wie das Beispiel in Abschnitt 3.3 zeigt, aufgrund eines natürlichen Reliefs unerwartete Inhomogenitäten. Diese könnten z. B. durch unterschiedliche Wachstumsbedingungen bei einer Riffbildung oder durch Abtragungsprozesse entstanden sein.

Im Rahmen eines Erkundungsprogramms ist es unmöglich, den gesamten Baugrund durch die Untersuchung von Proben abzubilden. Die Beprobung des Baugrundes wird immer nur punktuell durchgeführt und daraus ein geologisches Baugrundmodell erstellt. Dieses basiert auf einer Inter- und Extrapolation der Daten, die in den Aufschlüssen, Schürfen und Bohrungen und ggf. mit geophysikalischen Methoden gesammelt werden, sowie den Kenntnissen über die regionale Geologie vor Ort. Menschen tendieren bei der Erstellung solcher Modelle dazu, das vorhandene Wissen gegenüber dem Nichtwissen überzubewerten. Bei einem zu groben Aufschlussraster kann es vorkommen, dass wesentliche Elemente des Untergrundes übersehen werden.

Die Repräsentativität der Proben ist bei den weiterführenden geotechnischen Versuchen ein wesentlicher Aspekt, der zu Ungewissheiten führt. So kann es bei der Ermittlung von mechanischen Kennwerten vorkommen, dass in mechanisch wenig festen Gesteinen nur Proben in den festeren Bereichen zur Gewinnung mechanischer Kenndaten verwendet werden können.

Bei der Probennahme wird die Probe je nach Verfahren unterschiedlich stark gestört. Dabei wird beispielsweise der natürliche Spannungszustand der Probe abrupt geändert, je tiefer diese genommen worden ist, desto stärker. Auch wenn labortechnisch durch eine Konsolidierungsphase versucht wird, die mit der Entspannung verbundene Auflockerung zu kompensieren, verbleibt die Ungewissheit, ob der ursprüngliche Zustand wiederhergestellt werden kann und somit die Laborergebnisse auf die in situ Verhältnisse übertragbar sind.

Die Modellbildung wurde bereits im Abschnitt 2.2 näher beleuchtet. Bei der Erstellung von Modellen für komplexere Geometrien wird in der Regel auf numerische Methoden gesetzt, bei denen die Vereinfachung der Realität beispielsweise durch Ausnutzung angenommener Symmetrien, angenommene Randbedingungen und Berechnungsausschnitte und die verwendeten Berechnungsverfahren und Stoffmodelle Einfluss auf die Verlässlichkeit der gewonnen Erkenntnisse haben. Eine spannende Wechselwirkung ergibt sich beispielsweise aus komplexen, höherwertigen Stoffmodellen und Laborversuchen: Ein solches Stoffmodell erfordert Parameter, die aus Laborversuchen nur mit entsprechendem Aufwand zu ermitteln

sind und oft größere Ungewissheiten aufweisen, als die üblichen Materialparameter. Das kann allein schon dadurch gegeben sein, dass nur wenige Labore die komplexeren Versuche durchführen können und es dadurch eine begrenzte Datenbasis gibt. Numerische Modelle sollten daher anhand realer Beobachtungen kalibriert werden.

Für Ungewissheiten, ob die bautechnische Ausführung allen auftretenden physikalischen Prozessen gerecht wird, ist steht diesem Beitrag der im Abschnitt 3.2 vorgestellte Paulushofdamm als Beispiel. Weitere Ungewissheiten können bestehen, wenn Pläne nicht mehr vollständig vorhanden sind oder die Ausführung unzureichend dokumentiert wurde.

Ungewissheiten können bei Projekten mit besonderem Anspruch an die Dauerhaftigkeit, wie z. B. Tiefenlager für radioaktive Abfälle, auch bezüglich der verwendeten Materialien bestehen. Dazu gibt es im Abschnitt 3.5 einen Überblick zur Entwicklung der letzten 30 Jahre anhand des Stilllegungskonzept für das Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben.

Bei komplexen geotechnischen Projekten muss die Beobachtungsmethode verwendet werden, die auf dem Vergleich der messtechnisch erfassten, mit den vorab auf der Grundlage meist numerischer Untersuchungen prognostizierten Zuständen und Zustandsänderungen basiert. Die Interpretation von Monitoringdaten und ihre Verwendung als Entscheidungsgrundlage für ggf. erforderliche Maßnahmen wurde in MINTZLAFF et al., 2018 beschrieben. Beim Monitoring können Aspekte wie repräsentative Messlokation, der korrekte Einbau der Messgeber, deren Zuverlässigkeit und die Interpretation der gewonnenen Daten als Ursachen für Ungewissheiten dienen.

2.4 Zum Umgang mit Ungewissheiten

Die Verkettung der Ungewissheiten mag frustrieren und infrage stellen, was man denn überhaupt noch wisse. Dennoch wird trotz dieser Ungewissheiten gebaut und in den meisten Fällen auch mit akzeptabler Sicherheit. Denn: Je mehr Ungewissheiten benannt werden können, desto besser werden das natürliche System und die Grenzen der eingesetzten Methodiken verstanden.

Auch wenn im zeitlichen Verlauf betrachtet die Gewinnung von Wissen, bzw. die Verringerung von Ungewissheiten, eher iterativ und auch von Rückschritten geprägt ist, kann vereinfacht postuliert werden, dass die Ungewissheiten mit dem Aufwand, diese zu reduzieren, exponentiell miteinander antikorrelieren (Abbildung 4). So werden bei großen

Ungewissheiten diese zunächst mit überschaubarem Aufwand reduziert. Je weiter die Reduktion jedoch vorangetrieben wird, desto höher wird der dafür erforderliche Aufwand. Es werden aber in den überwiegenden Fällen nicht-reduzierbare Ungewissheiten verbleiben.

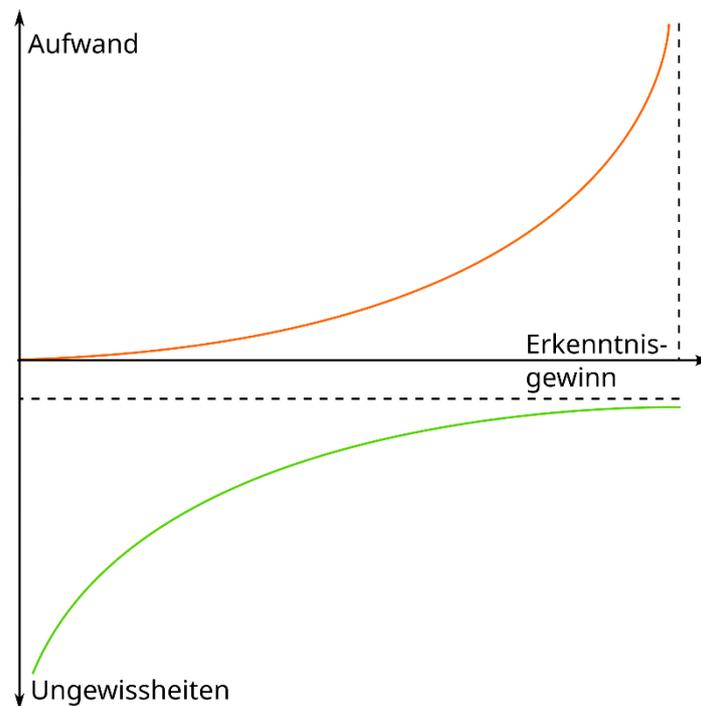


Abbildung 4: Zusammenhang zwischen dem Aufwand zur Reduktion von Ungewissheiten und der Menge an verbleibenden Ungewissheiten

Wie sollte mit Ungewissheiten nun umgegangen werden? Ungewissheiten sind normativ nicht fassbar, Normen und Empfehlungen helfen hier nur insofern weiter, als dass die Kategorie „unbekannte Bekannte“ durch Expertengremien reduziert werden kann. Es braucht ein umfassendes, holistisches Systemverständnis, welches nur gefunden werden kann, wenn die Grenzen der eigenen Disziplin verlassen werden: Es wird daher interdisziplinäre und transdisziplinäre Forschung dafür benötigt.

Wenn aus einer Ungewissheit resultierende Konsequenzen akut werden, gibt es in der Regel regulatorische Vorgaben wie Bebauungspläne, Planfeststellungsbeschlüsse etc., die kontraproduktiv für eine Lösung sein können. Die verantwortlichen Akteure/Entscheider

benötigen daher eine Flexibilität in ihrer Entscheidungsfindung, auch abseits regulatorischer Vorgaben und eine holistische Ausbildung. In der Praxis führt dies dazu, dass es im Tunnelbau bis heute nur wenig Normen gibt. Der Normierung wurde sich über die Erstellung von Empfehlungen von Expertengruppen genähert.

Dieser pragmatische Umgang mit Ungewissheiten kann einer zu strikten Vorstellung von Sicherheit entgegenstehen. Diese Konflikte bestehen oft darin, dass der Gesellschaft ein höheres Sicherheitsniveau suggeriert wird, als es tatsächlich erreichbar ist. Als Extrembeispiel: In der Endlagerung ist fast alles verboten, was nicht explizit genehmigt ist. Der Hintergrund dabei ist, die Planung, Genehmigung und Errichtung eines Tiefenlagers für radioaktive Abfälle in Deutschland rechtssicher zu machen. In der realen Umsetzung auftretende Abweichungen infolge von Ungewissheiten ergeben dann Zielkonflikte, die lösungsorientierte Maßnahmen verhindern und im Extremfall das Projekt scheitern lassen. Diese Vorgehensweise kann dazu führen, dass ein potentieller Standort eines Tiefenlagers nun doch nicht für die Einlagerung radioaktiver Abfälle geeignet eingestuft wird, obwohl er es wäre.

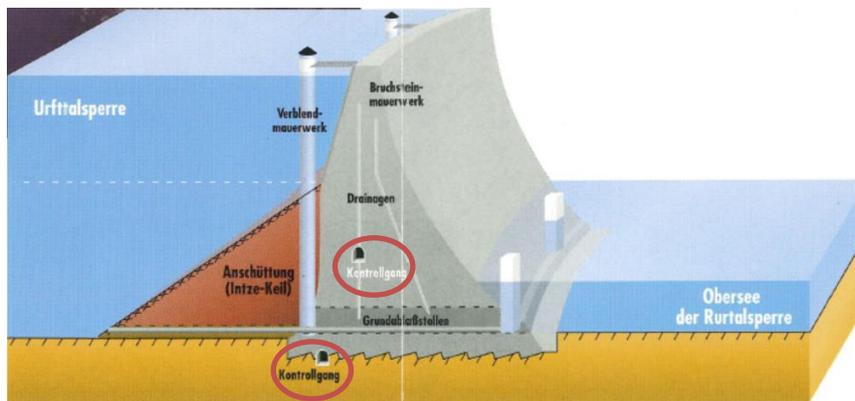
Im Folgenden sind einige ausgewählte Projekte, an denen der Erstautor maßgeblich mitbeteiligt war, aufgeführt, in denen ein hohes Maß von Ungewissheiten vorhanden war oder ist und wie diese zu kategorisieren sind.

3 Ausgewählte Beispiele

3.1 Sanierung der Urfttalsperre

In den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts wurde die 58 m hohe Urfttalsperre (Abbildung 5) auf der Grundlage des damaligen Stands der Technik saniert. Hierbei wurde die 1905 in Betrieb genommene Schergewichtsmauer aus Bruchsteinmauerwerk mit vorgelagertem Intze-Keil mit einer umfangreichen Messeinrichtung ausgestattet, um eine dauerhafte Überwachung der Standsicherheit durchführen zu können. In diesem Zusammenhang musste ein Kontrollgangsystem aufgeföhren werden. Eine Absenkung des Oberwassers war nicht möglich, die Aufföhren der Kontrollgänge sollte also unter Vollstau erfolgen. Für die Sanierung der Grundablässe hingegen war es erforderlich, den durch den Paulushofdamm eingestauten unterwasserseitigen Obersee zu entleeren. Die der Kategorie „bekannte Unbekannte“ zuzuordnende Ungewissheit lag für die Aufföhren der nur wenige

Meter von der Oberwasserseite entfernten Kontrollgänge in der Frage des wasserdichten Anschlusses des Intze-Keils an das Mauerwerk und der Dichtigkeit des aus Lehm bestehenden Keils. Erschwerend kam hinzu, dass das ursprünglich für die Auffahrung geplante schonende hydraulische Spalten des Mauerwerks aufgrund dessen Zähigkeit nicht umgesetzt werden konnte und ein Sprengvortrieb vorgenommen werden musste. Die Ungewissheit konnte nicht aufgelöst oder reduziert werden, sodass eine Sensibilisierung der Projektbeteiligten und eine intensive Bauüberwachung durchgeführt wurde. Die Sanierung verlief erfolgreich.



**Abbildung 5: Links: Bild der Urftalsperre (CC-BY Arne Hückelheim).
Rechts: Überblick über das Rurtalsperrensystem mit Markierung der Urftalsperre und des Paulushofdammes.
Unten: Profil durch die Urftalsperre mit den neu errichteten Kontrollgängen. [WVER,1995]**

3.2 Paulushofdamm

Der Paulushofdamm dient als Vorsperre für die Rurtalsperre Schwammenauel und staut die Urfttalsperre mit dem Obersee luftseitig ein. Der Paulushofdamm wird luftseitig durch den Hauptsee begrenzt. Es handelt sich um einen Erd- und Felsdamm mit Lehmkern, der in zwei Ausbaustufen erstellt wurde und in der zweiten Ausbaustufe eine Höhe von 28,50 m aufweist. Für die Sanierung der Urfttalsperre und die Überprüfung des Talbodens zwischen dem Paulushofdamm und der Rurtalsperre sollte der Obersee vollständig entleert werden. Der Lehmkern wird beidseitig durch Flussschotter und gebrochenem Fels gestützt, ein Sandfilter ist nur luftseitig angeordnet (Abbildung 6). Damit ergab sich eine der Kategorie „bekannte Unbekannte“ zuzuordnende Ungewissheit hinsichtlich der Erosionsstabilität des Lehmkerns durch Umkehr der Sickerströmung infolge der Absenkung des Obersees. Auch diese Ungewissheit konnte weder aufgelöst noch reduziert werden. Daher wurde eine regelmäßige Beobachtung des Stauseewassers im oberwasserseitigen Bereich des Dammes hinsichtlich von Eintrübungen durch Schwebstoffe durchgeführt. Das Projekt wurde erfolgreich abgeschlossen.

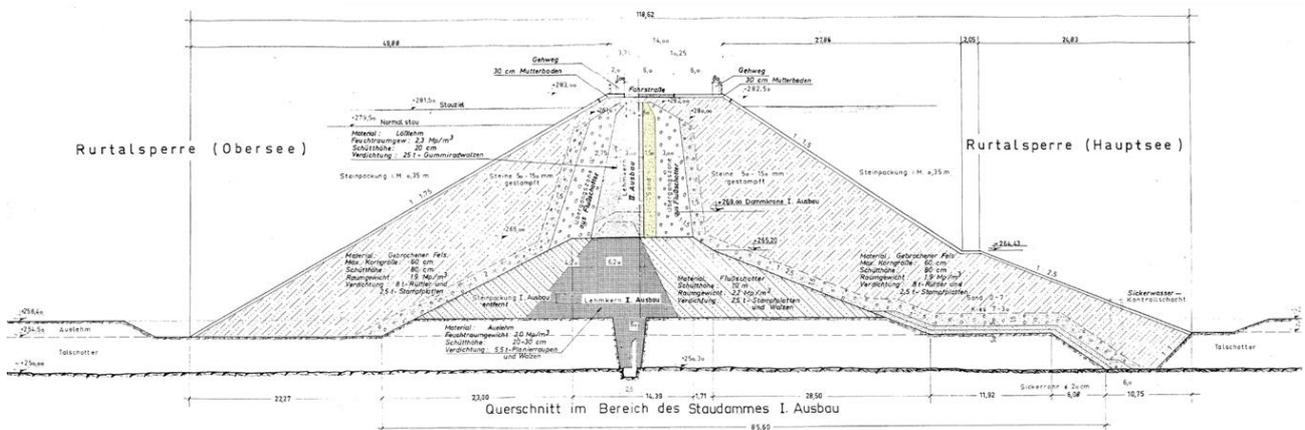


Abbildung 6: Profil durch den Paulushofdamme I. Ausbau mit gelb markierter nur einseitig vorhandener Filterschicht.

3.3 Gründung des Hochhauses Galileo in Frankfurt am Main

Um die letzte Jahrhundertwende wurde das Hochhaus Galileo in Frankfurt am Main durch die damalige Dresdner Bank als Bauherr errichtet (Abbildung 7). Auf dem Projektgebiet

stand vorher der Zinserturm. Die Gründung sollte als Kombinierte Pfahl-Plattengründung in den Frankfurter Tonen oberhalb der aus Kalkstein bestehenden Inflatenschichten erfolgen. In einer ersten Bohrkampagne in der Mitte der 90er Jahre konnten trotz freien Baufelds nur an der Grundstücksgrenze Bohrungen abgeteuft werden. Aus dieser Baugrunderkundung wurde, wie bei Frankfurter Untergrundverhältnissen üblich, das Baugrundmodell mit söhligter Lagerung der Schichten und der Teufenlage der Inflatenschichten abgeleitet. Dieses Baugrundmodell wurde den Planungen der Gründung zugrunde gelegt. Hierdurch entstand die für geotechnische Projekte „klassische“ Ungewissheit aus der Interpolation der Schichten zwischen den Aufschlusspunkten, die ebenfalls der Kategorie „bekannte Unbekannte“ zuzuordnen ist. Mit einer weiteren Bohrkampagne Ende der 90er Jahre, die dann noch im Jahre 2000 ergänzt wurde, konnte die Ungewissheit reduziert werden. Dabei zeigte sich, dass in der Annahme einer söhligten Lagerung eine Ungewissheit der Kategorie „unbekannte Unbekannte“ enthalten war. Die Schichtgrenze der Inflatenschichten lag zum einen in geringere Teufe, aber vor allem war die Schichtgrenze nicht söhlig (Abbildung 8). Die Gründung musste vollständig umgeplant werden. Das Projekt verlief erfolgreich.



Abbildung 7: Hochhaus Gallileo neben den Hochhaus Dresdener Bank in Frankfurt

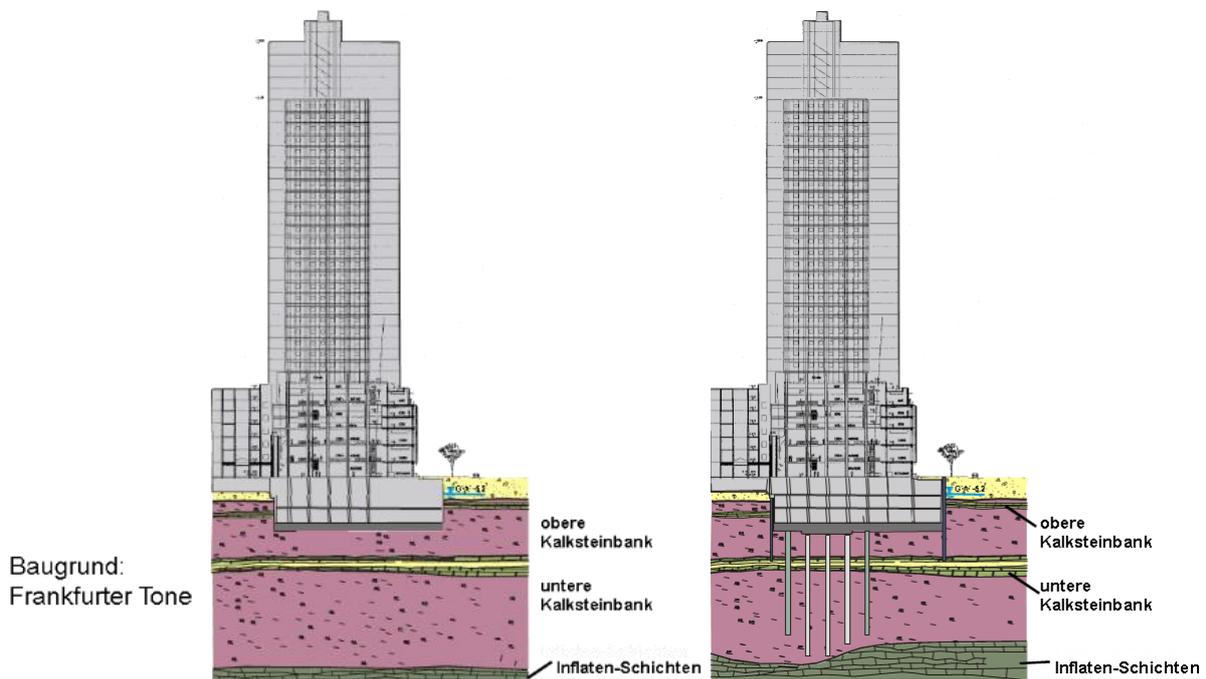


Abbildung 8: Baugrundmodell und Gründungsplanung vor und nach der Bohrkampagne im Jahr 2000

3.4 Erweiterung des SGZ-Hochhauses in Frankfurt am Main

Das ehemalige SGZ-Hochhaus (heute Parktower) bestand ursprünglich aus einem ca. 97 m hohen Hochhaus und einem 2,5-geschossigen Nebengebäude. Die Gebäude sind flach gegründet und haben eine schwarze Wanne. Bereits bei der Errichtung Anfang der 70er Jahre des letzten Jahrhunderts verkantete sich das Hochhaus, sodass Maßnahmen ergriffen werden mussten, um die Schiefstellung einzugrenzen. Außer einer lokalen Unterschneidung der Bodenplatte wurde das Nebengebäude auf der auskragenden Bodenplatte aufgelagert. Diese linienförmige Lasteinleitung erzeugte ein der Verkantung entgegengerichtetes Moment. Ende der 90er Jahre des letzten Jahrhunderts sollte die SGZ-Bank erweitert werden. Anstelle des 2,5-geschossigen Nebengebäudes sollte ein 7-geschossiges Gebäude errichtet werden. Mit dem Abriss des alten Nebengebäudes entfiel zum einen die Lasteinleitung auf der auskragenden Bodenplatte und zum anderen die Aufnahme des auf der der Baugrube entgegengesetzten Seite des Hochhauses wirkenden Erddrucks. Es ergaben sich daher zwei Ungewissheiten: Würde sich das

Hochhaus weiter schiefstellen, sodass die Gebrauchstauglichkeit oder sogar die Standsicherheit gefährdet wurde? Und würde sich das Hochhaus auf der schwarzen Wanne in Richtung Baugrube verschieben? Beide Ungewissheiten sind der Kategorie „bekannte Unbekannte“ zuzuordnen. Die erste Ungewissheit wurde durch die Anordnung von Vorspannankern reduziert. Das Projekt verlief erfolgreich und inzwischen wurde das Hochhaus nochmals erweitert.

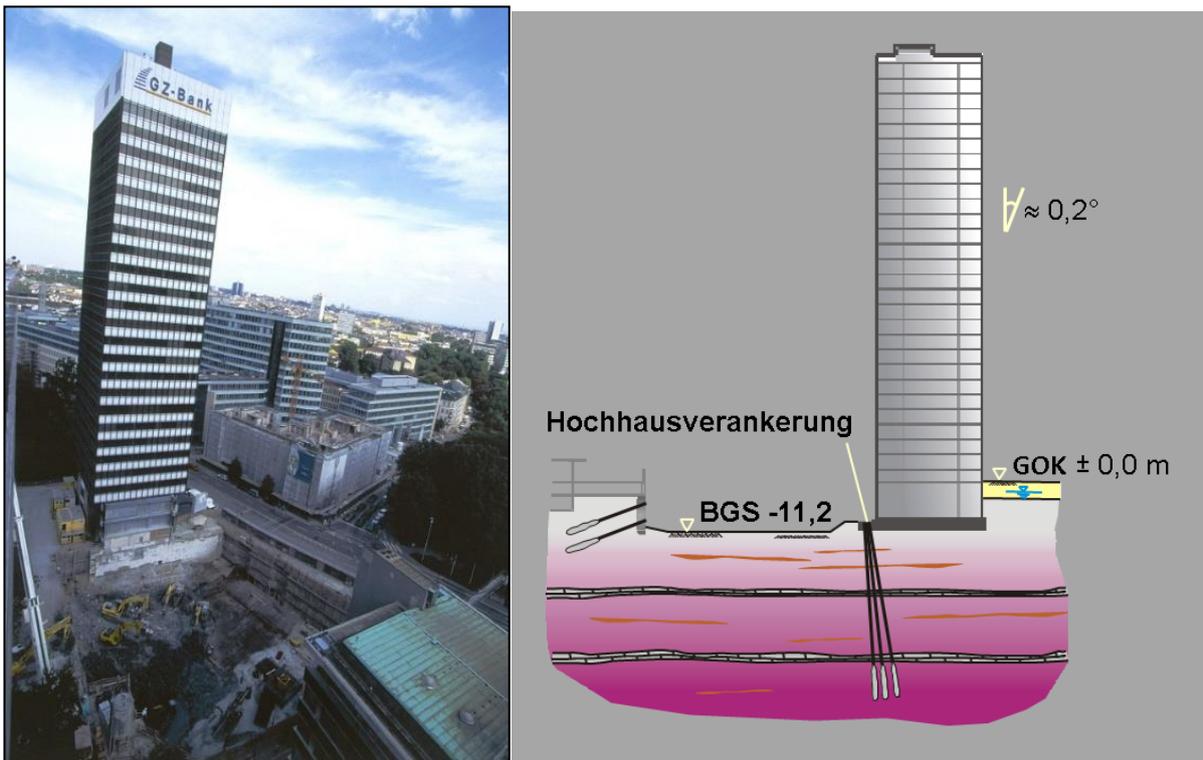


Abbildung 9: SGZ-Hochhaus und Baugrube für das neu zu errichtende Nebengebäude

3.5 Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben

Das Endlager für radioaktive Abfälle Morsleben war ursprünglich ein Kali- und Salzbergwerk. Ab 1971 wurde es zur Lagerung von schwach- und mittelradioaktiven Abfällen der damaligen DDR genutzt. Nach der Wende wurden bis 1998 weitere Abfälle aus dem gesamten Bundesgebiet der BRD eingelagert. Seit den 90er Jahren des letzten Jahrhunderts wird am Stilllegungskonzept gearbeitet. Ziel ist es, die Einlagerungskammern und damit die radioaktiven Abfälle von dem Grubengebäude zutretenden Lösungen durch

geotechnische Bauwerke abzuschirmen. Von besonderer Bedeutung sind dabei neben der Abdichtung der beiden Schächte die im Nahbereich der Einlagerungskammern anzuordnenden Streckenabdichtungen. Zur damaligen Zeit waren 5 Tropfstellen bekannt. Die Ungewissheit bestand damals darin, ob diese Tropfstellen aus dem Grundwasserleiter des Deckgebirges gespeist werden oder ob es sich um Lösungseinschlüsse im Salzgestein handelt. Diese Ungewissheiten konnten durch entsprechende Untersuchungen größtenteils aufgelöst werden. Nur eine Zutrittsstelle, innerhalb des Lagers H, hat Kontakt mit dem Grundwasserleiter des Deckgebirges.

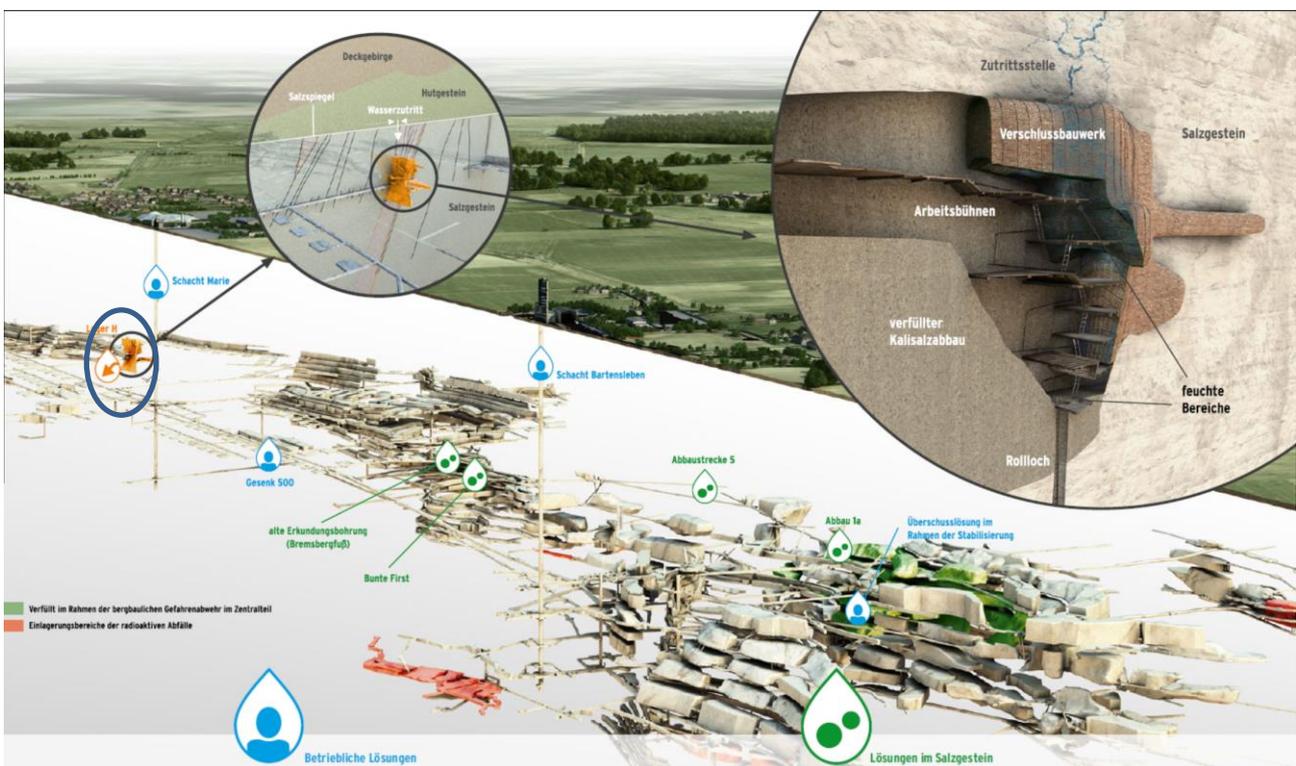


Abbildung 10: Zutrittsstellen von Lösung zu Morsleben. Blau markiert ist die einzige Zutrittsstelle im Lager H mit Verbindung zum Deckgebirge. Rot markiert sind Kammern mit eingelagerten Abfällen. [BfS, 2015]

Eine weitere Ungewissheit ergab sich aus der für ein Endlager erforderlichen Funktionalität der Abdichtung. Das Material des Abdichtbauwerks muss in dem vorhandenen geomechanischen und geochemischen Milieu langzeitbeständig sein. Über die ersten Ansätze mit hochverdichteten Bentonitformsteinen über Salzbeton bis heute zum MgO-

Beton ergaben sich in jedem Stadium Ungewissheiten hinsichtlich dieser Langzeitbeständigkeit. Die Ungewissheiten waren in der Anfangsphase der Planungen der Kategorie „unbekannte Bekannte“ zuzuordnen, da die geochemischen Prozesse zunächst nicht in die Konzeption miteinbezogen wurden. Mit der Wahl von MgO-Beton wurden zum Beginn der Untersuchungen darüber hinaus auch „unbekannte Unbekannte“ hinsichtlich der Langzeitbeständigkeit des erfahrungsgemäß vorhandenen Expansionsdrucks des abgebundenen MgO-Betons offengelegt. Mit Hilfe eines umfangreichen Untersuchungsprogramms wird versucht, eine Reduktion der Ungewissheiten zu erreichen.

3.6 Schachtanlage Asse II

Die Schachtanlage Asse ist ein ehemaliges Kali- und Salzbergwerk. Von 1967 bis 1978 diente es als Forschungsbergwerk zur Einlagerung radioaktiver Abfälle. Das Inventar umfasst schwach- und mittelradioaktive Abfälle. Das Grubengebäude hat einen sehr hohen Durchbauungsgrad, die Südflanke hat sich dadurch im Laufe der Zeit mehr als 6 m in Richtung Norden verschoben. Die Pfeiler und Schweben befinden sich weitgehend im Nachbruchbereich. Weiterhin tritt der Grube seit 1988 Lösung im Bereich der Südflanke zu. Anfang der 90er Jahre des letzten Jahrhunderts kam es zu einem sprunghaften Anstieg des Lösungszutritts auf jetzt ca. 13 m³/d. Die Lösung ist gesättigt. Ungewissheiten ergeben sich einerseits hinsichtlich der zukünftig auftretenden Spannungsumlagerungen, da die Konvergenzraten der Hohlräume zwar abgenommen haben, aber nicht null sind, und andererseits in der zukünftigen Salz-Konzentration der zuzitenden Lösung. Beide Ungewissheiten sind der Kategorie „bekannte Unbekannte“ zuzuordnen, da nicht ausreichend bekannt ist, ob die den Berechnungen zugrunde gelegten Kennwerte die zukünftigen Entwicklungen ausreichend gut wiedergeben. Begegnet wird diesen Ungewissheiten durch ein umfangreiches Beobachtungsprogramm.

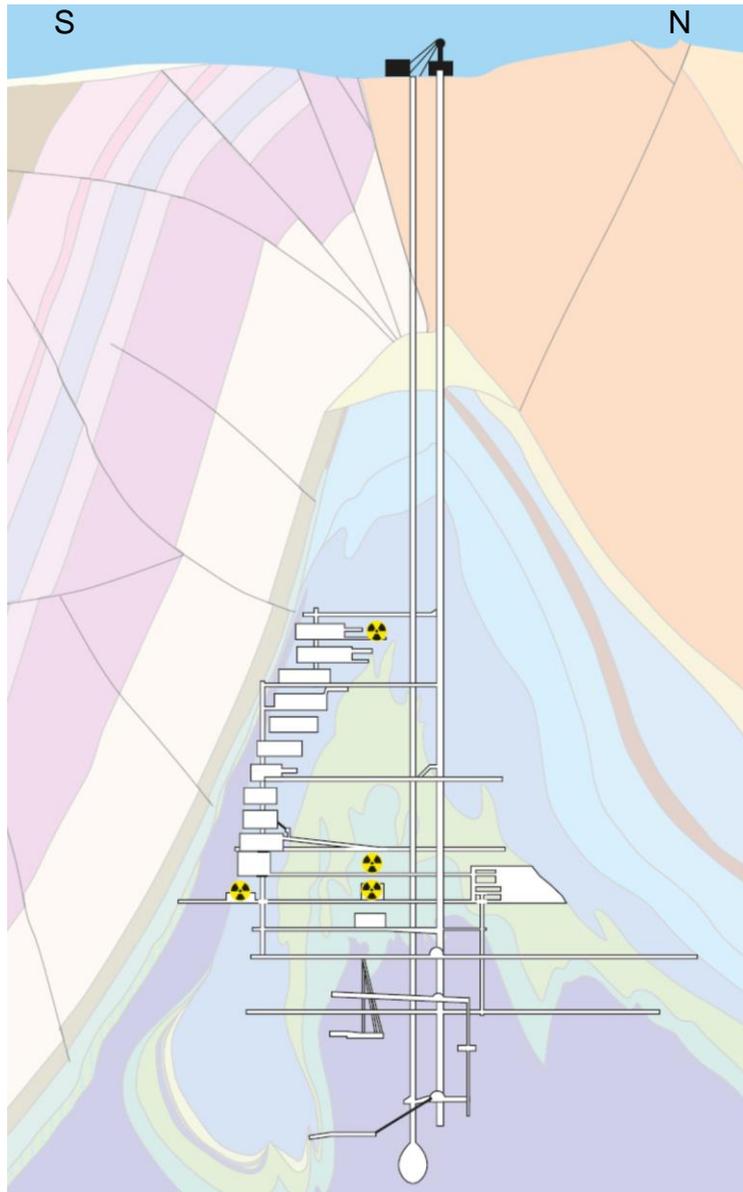


Abbildung 11: Geologisches Profil und Grubengebäude der Schachthanlage Asse II mit stark durchbaurer Südflanke, Störungen im Deckgebirge und Lage der dort eingelagerten Abfälle [BGE, 2021]

4 Fazit

Der praktische Umgang mit Ungewissheiten ist in der geotechnischen Praxis ein Klassiker. Ungewissheiten der Kategorien „bekannte Unbekannte“ und „unbekannte Bekannte“ sind in der Praxis alltäglich und können mit den Methoden der Geotechnik und der Sammlung von Erfahrungen ausreichend beherrscht werden. „Unbekannte Unbekannte“ sind aufgrund der

Jahrhunderte langen Erfahrungen in der Geotechnik selten und kommen vor allem bei Bauwerken mit besonders hohen Anforderungen an Dauerhaftigkeit und wenigen Erfahrungen wie bei der Endlagerung vor.

Da wir alle im täglichen Leben oft mit Ungewissheiten konfrontiert sind, erfolgt der Umgang damit meist unbewusst. Häufig wird versucht, diese zu vermeiden. Dieser Vermeidungsgedanke führt dazu, dass es besonders in den letzten Jahrzehnten üblich geworden ist, die im Vergleich zu anderen Disziplinen umfangreicheren Ungewissheiten in der Geotechnik auszunutzen, um Bauprojekte zu verhindern oder zu verzögern. Als Beispiele dafür können Projekte wie Stuttgart 21, der tiefen Geothermie oder der CO₂-Verpressung gelten. Um diesen Bedenken entgegen zu treten, bedarf es neuer Ansätze, die auch über die bereits übliche und notwendige Interdisziplinarität bei komplexen Vorhaben hinausgehen. Erfolgsversprechend können hier transdisziplinäre Ansätze sein, die bei den einbezogenen „Laien“ ein Verständnis für die Arbeit der Ingenieure erzeugen und die blinden Flecken („unbekannte Bekannte“) der Projektingenieure reduzieren können. Das dies selbst in stark politisierten Konflikten wie der Endlagerung möglich ist, zeigt das Forschungsvorhaben TRANSENS (www.transens.de), an dem das Institut für Geomechanik und Geomechanik mit dem Themenfeld der Rückholung und Ungewissheiten beteiligt ist.

Literatur

BfS Bundesamt für Strahlenschutz; Endlager Morsleben: Betriebliche Sicherheit und Strahlenschutz für Mensch und Umwelt. *Broschüre. Salzgitter, 2015*

BGE Bundesgesellschaft für Endlagerung; Schachtanlage Asse II. Weiter geht's. Nun beginnen die Genehmigungsverfahren für die Rückholung der radioaktiven Abfälle. *Einblicke Nr. 8. Peine, 2021*

Eckhardt, A.; Sicherheit angesichts von Ungewissheit – Ungewissheiten im Safety Case. Literaturstudie. *TRANSENS-Bericht-01. Zollikerberg, 2020*

Mintzlaff, V.; Stahlmann, J.; Identifikation von Ungewissheiten im Kontext von geologischen und geotechnischen Barrieren, *In: Hassel, T.; Mintzlaff, V.; Stahlmann, J.; Röhlig, K.-J.; Eckhardt, A. Sicherheitsrelevante Barrieren bei der Endlagerung: Ungewissheiten aus der Perspektive der Ingenieurwissenschaften, TRANSENS-Bericht-04, S. 39-61, 2017*

Mintzlaff, V.; León Vargas, R. P.; Epkenhans, I.; Stahlmann, J.; Monitoring als Entscheidungsgrundlage für die Rechtfertigung über die Rückholung/Endlagerung von hochradioaktiven Abfällen. *Messen in der Geotechnik 2018. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 104, S. 55-74, 2018*

WVER Wasserverband Rur-Eifel; Leporello zur Sanierung der Urfttalsperre. 1995

Autoren

Univ.-Prof. Joachim Stahlmann

j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Dipl.-Geol. Volker Mintzlaff

v.mintzlaff@tu-braunschweig.de

Institut für Geomechanik und Geotechnik

Technische Universität Braunschweig

Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGG-TUBS.de

Tel.: 0531 391-62000

Geotechnische Überwachung der Auffahrung des Einlagerungsfüllorts Schacht Konrad 2

Mike Lieske, Jan Bauer, Stephan Gehne

BGE Bundesgesellschaft für Endlagerung mbH, Deutschland

1 Einleitung

Im niedersächsischen Salzgitter entsteht mit der Schachanlage Konrad das erste nach Atomrecht genehmigte Endlager für schwach- und mittelradioaktive Abfälle in Deutschland. Das ehemalige Eisenerzbergwerk wird dafür unter Leitung der Bundesgesellschaft für Endlagerung mbH (BGE) umgebaut.

Im Eisenerzbergwerk wird über die Schächte Konrad 1 und Konrad 2 ab 1964 Eisenerz gefördert. Bereits 1976 endet der Abbau aus wirtschaftlichen Gründen. 1976 bis 1982 wird die Schachanlage aufgrund ihrer günstigen Geologie auf ihre Eignung als mögliches Endlager für schwach- und mittelradioaktive Abfälle (laut Genehmigung: radioaktive Abfälle mit vernachlässigbarer Wärmeentwicklung) untersucht. Die Planungen für ein Endlager beginnen, nachdem die Ergebnisse der Untersuchungen für die Eignung sprechen.

Das Genehmigungsverfahren für die Nutzung als Endlager für schwach- und mittelradioaktive Abfälle beginnt 1982 und wird 2007 abgeschlossen. Anschließend erfolgt der Umbau der Schachanlage zum Endlager. Nach der Fertigstellung werden insgesamt bis zu 303.000 Kubikmeter radioaktive Abfälle mit einer maximalen Radioaktivität von $5 \cdot 10^{18}$ Becquerel (5 Trillionen zerfallene Atomkerne pro Sekunde) im Endlager Konrad eingelagert. Die Abbildung 1 gibt einen Ausblick auf die übertägige Anlage des Endlagers Konrad nach seiner Fertigstellung. Die einzulagernden Abfallgebände werden über den Schacht Konrad 2 in das Grubengebäude eingefördert und gelangen über die Einlagerungstransportstrecke zu den Einlagerungskammern. Im Einlagerungsfüllort auf der 2. Sohle (- 763 m NHN) werden die Gebände von einem Plateauwagen auf ein Transportfahrzeug umgeladen (siehe Abbildung 2). Hierfür ist das bestehende Füllort wesentlich zu vergrößern und neu auszurüsten. Nach Beendigung des Einlagerungsbetriebs werden alle Hohlräume des Bergwerks verfüllt und langzeitsicher verschlossen.



Abbildung 1: 3D-Grafik der übertragige Anlage des Endlagers Konrad nach seiner Fertigstellung

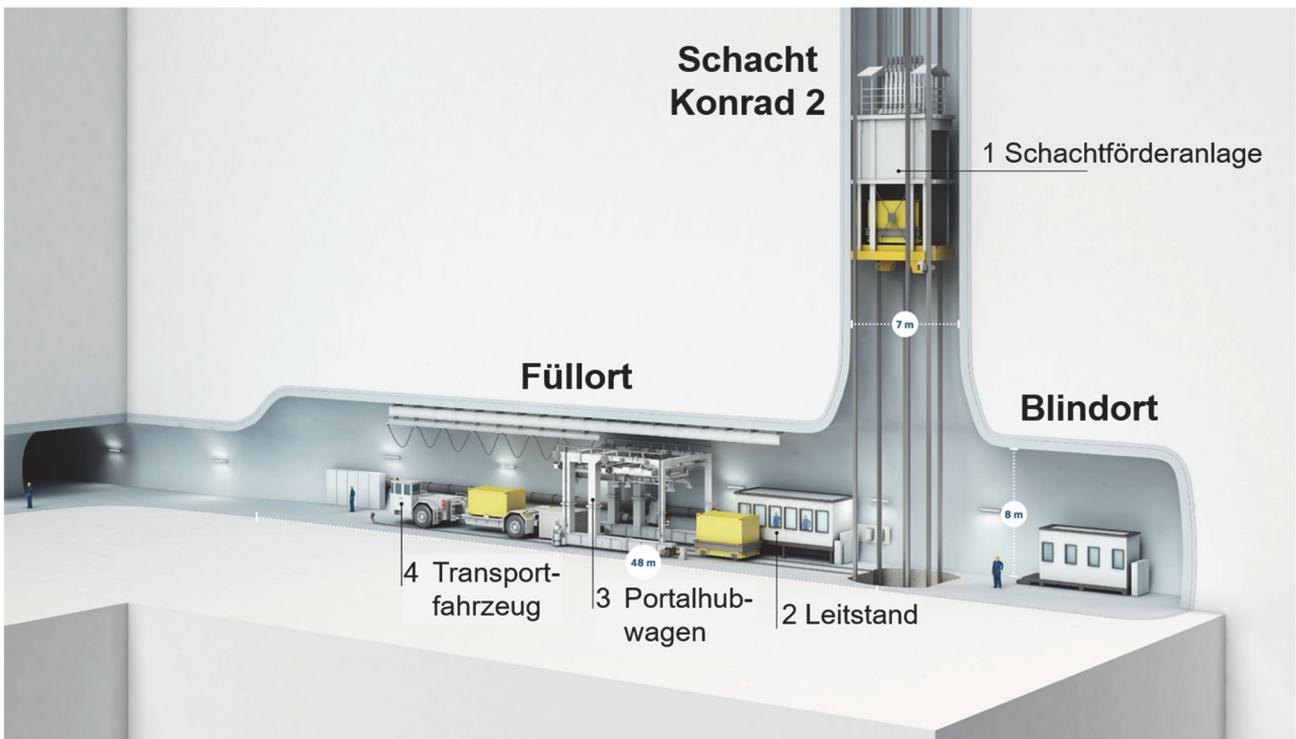


Abbildung 2: 3D-Grafik des Einlagerungsfüllorts auf der 2. Sohle mit dem Füllort- und Blindortbereich sowie dem Schacht Konrad 2

Der vorliegende Beitrag gibt einen Überblick der geotechnischen Überwachungsmaßnahmen anhand des Einlagerungsfüllorts auf der 2. Sohle als zentraler Bestandteil der späteren

Einlagerungsphase. Dabei werden die geologischen und bergmännischen Standortverhältnisse, der Ausbau, das Messkonzept und die Messtechnik sowie die Sicherheitsbewertung anhand der Messergebnisse für ein konkretes Beispiel dargestellt.

2 Standortverhältnisse Füllort 2. Sohle

Für die Auslegung eines Messkonzepts zur geotechnischen Überwachung sind die Kenntnisse über die geologischen und bergmännischen Standortverhältnisse des zu überwachenden Grubenraums von zentraler Bedeutung. Zu den bergmännischen Standortverhältnissen gehört auch die Bauausführung mit den entsprechenden Bauphasen (im Folgenden: Bauzustände). Mit Hilfe dieser Randbedingungen wird ein entsprechendes Messkonzept zur geotechnischen Überwachung der Baumaßnahme geplant und eingesetzt. Ebenfalls wird unter Berücksichtigung der vorliegenden geologischen Verhältnisse und der geomechanischen Eigenschaften des anstehenden Gebirges der Nachweis der Standsicherheit und Gebrauchstauglichkeit von Gebirge und Ausbausystem für die Bauzustände und für den Betriebszustand geführt.

2.1 Geologische Randbedingungen

Das zu erweiternde Füllort 2. Sohle befindet sich stratigrafisch in den Schichten des Unteren Korallenooliths (siehe Abbildung 3). Dieser besteht vom Liegenden zum Hangenden aus den jeweils 15 m bis 25 m mächtigen Serien des Trümmerkalks, der Fladentonsteine und der Erzkalke. Der überwiegende Teil des Füllorts verläuft in der Fladentonstein-Serie, die hauptsächlich aus Ton- bis Tonmergelsteinen bzw. Mergeltonsteinen gebildet wird, welche von drei ca. 1 m bis 2 m mächtigen Kalksteinbänken mit eingeschalteten Mergeltonsteinlagen durchzogen sind.

Die im Liegenden vorhandene Trümmerkalk-Serie besteht aus gebankten, teilweise oolithischen Kalksteinen in Wechsellagerung mit Tonsteinlagen, deren Dicke im cm-Bereich liegt. Die im Hangenden anschließende Erzkalk-Serie wird aus einer Wechselfolge von Tonmergelstein- und Kalksteinbänken (z. T. oolithisch und limonitisiert) gebildet.

Das Gebirge ist stark geschichtet und insbesondere im Bereich der Fladentonstein-Serie stark durchtrennt. Es sind N-S-streichende und ca. 45° bis 60° nach Westen einfallende Trennflächen sowie bei starker Ausprägung einer bankigen Struktur auch schichtparallele Bewegungsflächen vorhanden. Die Schichtung als dominierendes tektonisches Element streicht ebenfalls N-S und fällt im Mittel mit ca. 20° nach Westen ein. Weitere Trennflächen

streichen nahezu vertikal zur Schichtung und fallen in nördlichen Richtungen ein. Mehrere Störungszonen mit Versatzbeträgen im dm-Bereich aber auch bis zu ca. 1,3 m sind abgeschlossen.

Gebirgsmechanisch lassen sich die im Füllort vorkommenden Schichten des Korallenooliths entsprechend den nach ihrer Festigkeit und ihrem Bruchverhalten unterscheidbaren Gliedern der Mergelserie zu folgenden sieben lithologischen Gruppen zusammenfassen:

- Anhydrit (A)
- Kalkstein/Erzkalk (B)
- Kalkoolith/Eisenoolith (C)
- Kalkmergelstein/Mergelkalkstein (D)
- Mergelstein (E)
- Tonmergelstein/Mergeltonstein (F)
- Tonstein (G)

Der untergeordnet, lagenweise vorhandene Anhydrit kann in dieses System eingegliedert werden.

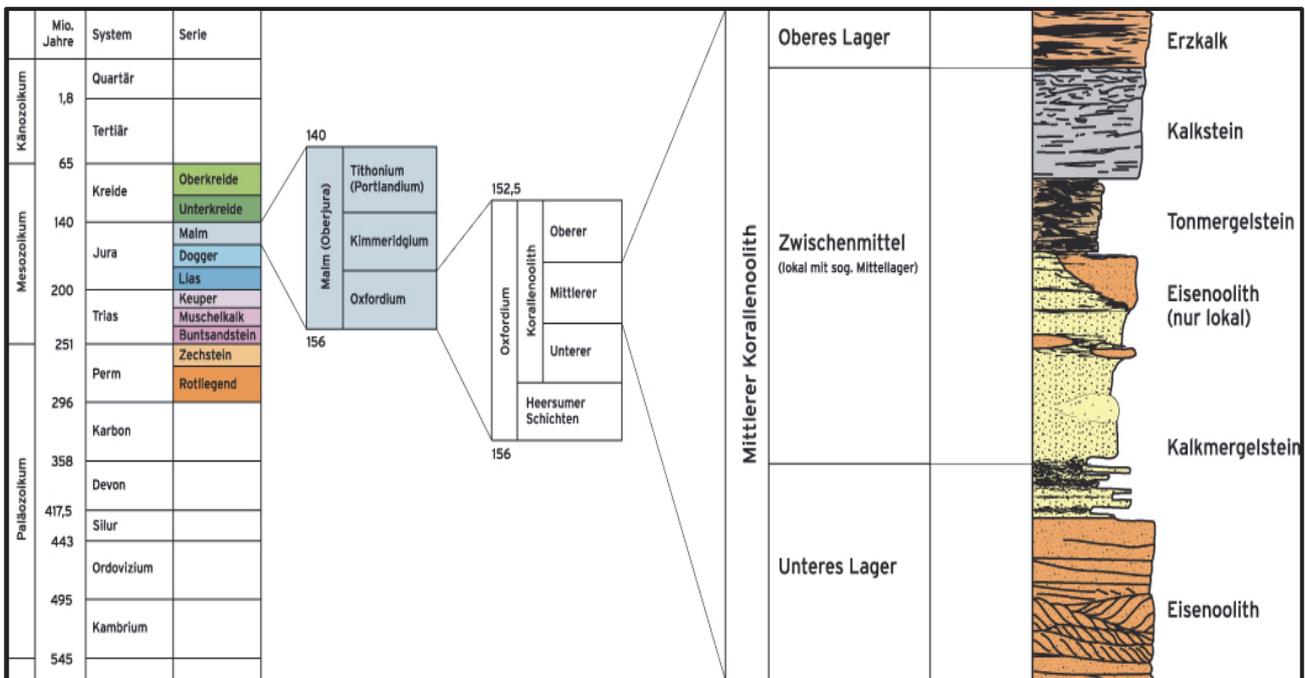


Abbildung 3: Stratigrafie Füllort 2. Sohle

Maßgeblich für den unmittelbaren Füllort- und Blindortbereich sind die Trümmerkalk-Serie im Liegenden, die Erzkalk-Serie im Hangenden und die dazwischenliegende Fladentonstein-Serie.

Lithologisch werden diese drei Serien wie folgt eingeteilt:

- ***Erzkalk-Serie: Gruppen A-C***

Die Gesteine der Erzkalk-Serie bestehen aus lagenweisen Brauneisenoide und auch Feinsand führenden, vorwiegend dünngebankten, oolithischen, Schill führenden, grauen bis dunkelgrauen Kalkstein. Die Bankung wird durch zahlreich eingeschaltete Tonstein- und Tonmergelsteinlagen und -bänkchen, dunkelgrau bis schwarz und mm bis dm mächtig, hervorgerufen. Diese relativ „weichen“ Tonsedimentlagen stellen natürliche Löserflächen dar, die zum Aufblättern des Gebirges im Streckenmantel, besonders im Firstbereich führen können.

- ***Fladentonstein-Serie, deren Festigkeit und Verformbarkeit durch die Tonsteine bestimmt wird: Gruppe G***

Die Gesteine der Fladentonstein-Serie sind zum überwiegenden Teil aus einem hellgrauen bis dunkelgrauen, milden, bereichsweise feinschichtigen, gebänderten Ton- bis Tonmergelstein aufgebaut. Namengebend sind hierbei besonders die sowohl im Hangendbereich (Grenze zur Erzkalk-Serie) als auch im Liegendbereich (Grenze zur Trümmerkalk-Serie) lagig angereicherten, braunen bis ockerfarbenen Toneisensteingerölle und -fladen. Typisch für das Gestein ist das kleinstückig, prismatische Zerfallen an der Stoßoberfläche und seine Wasserempfindlichkeit.

- ***Trümmerkalk-Serie: Gruppe D***

Die im Liegenden vorhandene Trümmerkalk-Serie besteht aus gebankten, teilweise oolithischen Kalksteinen in Wechsellagerung mit Tonsteinlagen, deren Dicke im cm-Bereich liegt.

Der Gebirgsbereich ist somit überwiegend nachbrüchig bis gebräch.

Grundsätzlich wird im Rahmen der Auffahrung mit dem Auftreten von Lösungswässern gerechnet. Versuche haben gezeigt, dass insbesondere die Ton- bzw. Tonmergelsteine aber auch Kalksteine mit tonigen oder mergeligen Zwischenlagen extrem wasserempfindlich sind und zum Zerfall neigen.

2.2 Bergmännische Randbedingungen und Bauausführung

Das Einlagerungsfüllort auf der 2. Sohle des Schachtes Konrad 2 wird in einer Teufenlage von ca. 850 m (- 763 m NHN) hergestellt bzw. erweitert. Die Lage und die Abmessungen des neu aufzufahrenden Füllorts sowie die Lage der in diesem Bereich bestehenden Grubenräume zeigt die Abbildung 4.

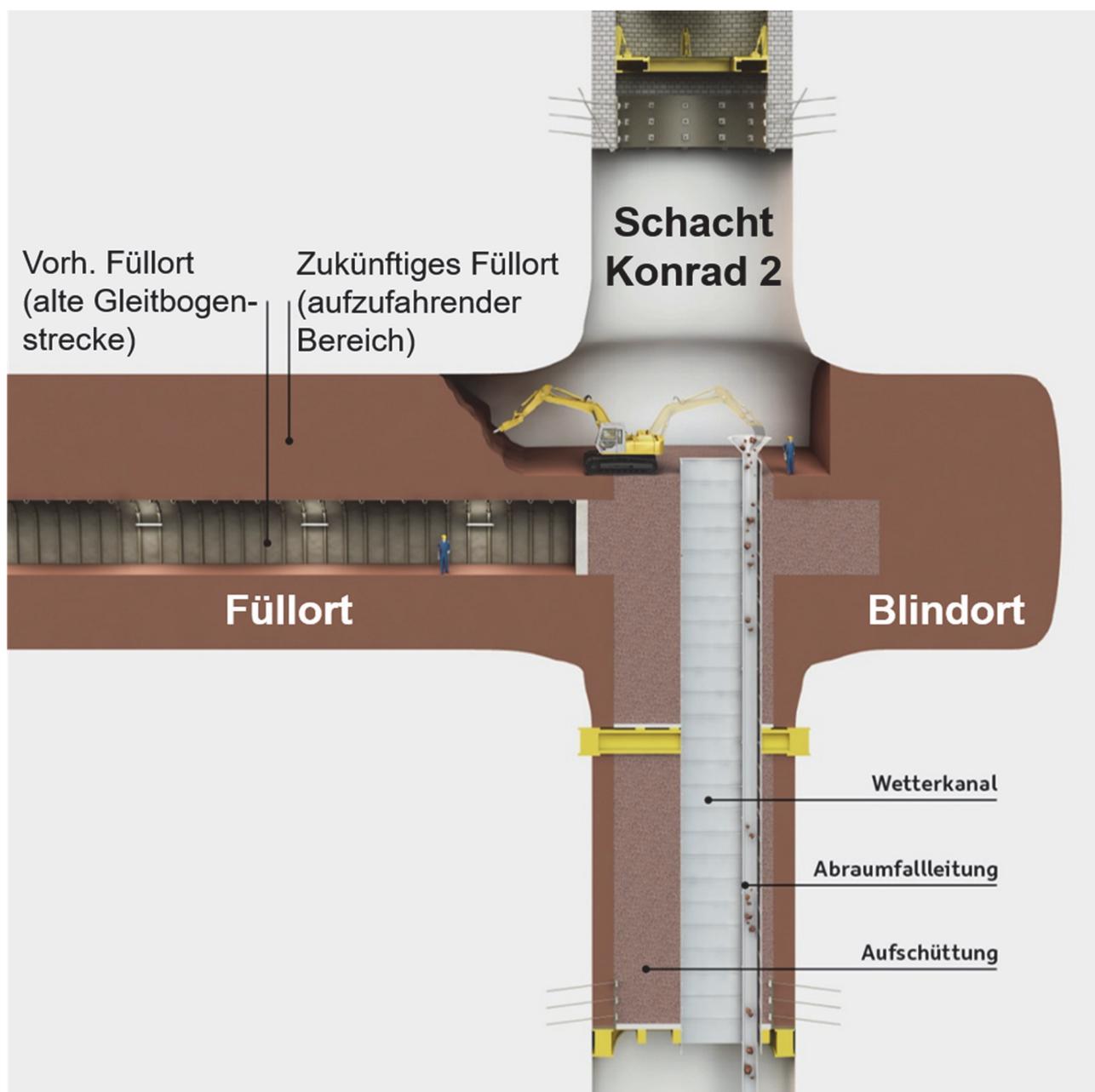


Abbildung 4: Ursprüngliche Gleitbogenstrecke (vorhandenes Füllort) und geplantes Einlagerungsfüllort 2. Sohle

Das mit einem Auffahrdurchmesser von ca. 13 m neu aufzufahrende bzw. zu erweiternde Einlagerungsfüllort umfasst den Füllortbereich nordwestlich des Schachtes mit einer Länge von ca. 47,5 m und ein Blindort südöstlich des Schachtes mit einer Länge von etwa 14,5 m. Der lichte Mindestdurchmesser nach Fertigstellung des endgültigen Ausbaus beträgt 10 m im Bereich des Füllorts und des Blindorts. Am nordwestlichen Ende des Füllorts ist auf einer Länge von ca. 5 m ein Übergangsbereich mit einer Querschnittsverjüngung auf das Profil der abzweigenden Einlagerungstransportstrecke und anschließend auf das Profil des vorhandenen Querschlags vorgesehen.

Die Auffahrung erfolgt in Anlehnung an die Neue Österreichische Tunnelbauweise (NÖT) nacheinander in drei Ebenen. Sie beginnt mit dem Vortrieb der Kalotte, gefolgt von der Strosse und endet mit dem Ausbruch der Sohle. Die Vortriebsrichtung ist horizontal jeweils beginnend vom Schacht in Richtung Grube. Der Ausbau des Füllorts ist mit einer in der ersten Phase nachgiebig gestalteten äußeren bewehrten Spritzbetonschale inklusive Systemankerung (Gleitanker) als Sicherung vorgesehen. Nach dem Abklingen der wesentlichen Konvergenzen wird der endgültige Ausbau mit Ortbeton als quasistarre innere Spritzbetonschale ausgeführt.

Die Auffahrung wird in folgenden Schritten ausgeführt:

- Schneiden eines Streckenabschnitts von ca. 2 m bis 2,5 m Länge in der Kalotte bzw. 5 m Länge an Strosse und Sohle,
- Scannermessung (geometrisches Aufmaß einschließlich Fotografie) und geologische Kartierung einschließlich Fotografie aus dem gesicherten Bereich heraus,
- Einbringen der Konsolidierungsschicht mit Maschendraht,
- Einbau $\geq 2,0$ m-GFK-Anker als Erstsicherung,
- Einbringen der Konvergenzanker in Sohle, Firste und Stößen dicht an der Ortsbrust sowie Konvergenzmessung im gesicherten Bereich.

Nachfolgend wird der Ausbau eingebracht durch:

- Anbringen der Stauchfugen-Kästen,
- Befestigung der Baustahlmatten,
- Auftragen der geschlitzten Spritzbetonschale,
- Einbau der 12 m- oder 18 m-Gleitkopf- oder GFK-Anker.

In Abbildung 5 ist die Spritzbetonschale inklusive Systemankerung (Gleitanker) sowie die offenen Stauchfugen nach dem Ausbruch der Strosse in Blickrichtung Blindort dargestellt.



Abbildung 5: Spritzbetonschale inklusive Systemankerung (Gleitanker) und offenen Stauchfugen nach dem Ausbruch der Strosse

Zur Schachtdurchdringung des Füllorts wird im Schacht, der einen Durchmesser von 7 m besitzt, eine ca. 15 m hohe Schachtglocke hergestellt, die ebenfalls zunächst eine nachgiebige Sicherung aus bewehrtem Spritzbeton mit Systemankerung und später die endgültige Ausbauschale aus Spritzbeton erhält. Oberhalb und unterhalb der Schachtglocke wird der bestehende Schachtausbau durch einen Stahlbetonausbau in Form eines oberen und eines unteren Schachtkragens ersetzt.

Für die Aufnahme der notwendigen Geräte- und Maschinenteknik wird die Füllortsohle betoniert. Im Anschluss daran erfolgt die Ausrüstung.

3 Geotechnische Überwachung

Die Auffahrung des Einlagerungsfüllorts 2. Sohle wird durch ein umfangreiches geotechnisches Messprogramm begleitet. Die geotechnische Überwachung besteht aus einem System von geotechnischen und markscheiderischen Messungen. Die erhaltenen Messwerte müssen für die Bewertung der geotechnischen Standsicherheit möglichst eindeutige und sofort interpretierbare Zwischen- und Endergebnisse liefern, um sie mit den numerischen Prognosewerten abgleichen zu können. Die numerischen Prognosewerte untergliedern sich in Warn- und Schwellenwerte. Dazu müssen die Verschiebungen in kurzen Abständen gemessen werden, um die geotechnische Standsicherheit zu bewerten. Die Anzahl der Messpunkte ist abhängig von den Abmessungen des Bauwerks und der Felsqualität. Für die geotechnische Überwachung werden in erster Linie systematische Messquerschnitte und zusätzlich einige vorauseilend installierte Messsysteme angeordnet. Im Folgenden wird der Schwerpunkt auf die Verschiebungsmessungen zur Deformationsbestimmung des Gebirges gelegt.

3.1 Messkonzept

Für die baubegleitenden Messungen wird anhand der Beobachtungsmethode nach DIN EN 1997-1 (Eurocode 7) ein Messkonzept erstellt, welches sich aus konturnahen und tief in das Gebirge reichenden Messungen zusammensetzt. Die Messinstrumente sind in Messquerschnitten und Messhorizonten angeordnet (siehe Abbildung 6), die eine sofortige Zuordnung zu den numerischen Prognosewerten ermöglichen und den gesamten Baubereich umfassen. Dabei werden die Messpunkte so gewählt, dass die konturnahen Messungen an die tief in das Gebirge reichenden Messpunkte angehängt werden können, um absolute Bezugswerte zu erhalten.

Zur geotechnischen Überwachung werden im Zuge der Vortriebs- bzw. Nachrissarbeiten Messquerschnitte zur Verformungsmessung eingerichtet. Zielstellungen der Messungen sind:

- Überwachung der geotechnischen Standsicherheit während der Baumaßnahme
- Überwachung der Konvergenzen bis zum Ringschluss und Feststellung des Zeitpunktes für den Endausbau
- Verifizierung der Gebirgsparameter

- Kalibrierung der Modellparameter und Überprüfung der vorlaufenden numerischen Berechnungen im Rahmen der Beobachtungsmethode nach DIN EN 1997-1 (EC 7)
- Erkennen eventuell zusätzlich erforderlicher geotechnischer Maßnahmen

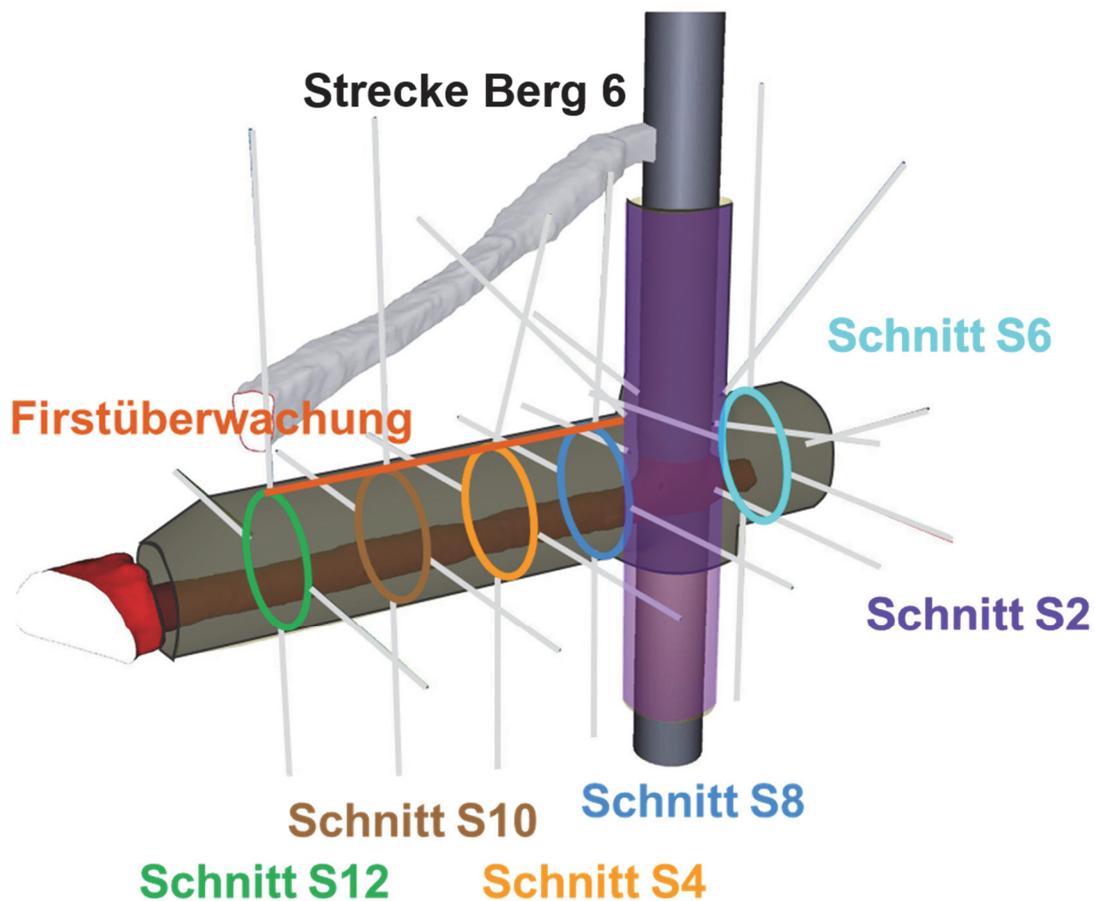


Abbildung 6: Messquerschnitte Einlagerungsfüllort 2. Sohle

Zur Erfassung der Verformungen werden die Messquerschnitte frühestmöglich eingerichtet, um die Anfangsmessungen unmittelbar nach der Auffahrung durchzuführen. Daher werden mehrere geplante Extensometer vor Baubeginn installiert, um alle bauinduzierten Gebirgsverformungen überwachen zu können. Ebenfalls wird eine Kombination von frühzeitig nach der Auffahrung installierbaren Konvergenzmesspunkten und weiteren zu installierenden Extensometern verwendet. Die Konvergenzmesspunkte dienen gleichzeitig der Lage- und Höhenbestimmung. In den Extensometerbohrungen werden zusätzlich Temperaturmessungen durchgeführt. Um während der Bauzeit Behinderungen durch die Konvergenzmessungen zu minimieren, werden diese regulär mittels mehrerer automatisierter Tachymeter durchgeführt, die für den Überwachungszeitraum fest im Messumfeld installiert sind. Aufgrund des

Baustellenumfeldes und der hohen Staubbelastung durch den Abwetterstrom besteht eine besondere Herausforderung darin, das stationär installierte Tachymetermesssystem dagegen zu schützen. Daher können die fest installierten Instrumente mit einer Überdruck-Schutzhaube versehen werden, die über einen permanenten Druckluftanschluss versorgt wird. Die automatisch erfassten Messdaten werden fernübertragen und im geodätischen Sinne automatisch ausgewertet. Im Ergebnis liegen dann dreidimensionale Messpunktverschiebungen vor, aus denen auch Stoßschiebungen und Höhenänderungen abgeleitet werden können.

Die Messdaten der Extensometer- und Temperaturmessungen werden von Beginn an automatisch erfasst, fernübertragen und am PC ausgewertet.

3.2 Messtechnik

Das geotechnische Messprogramm besteht aus Temperatur-, Extensometer-, Konvergenz- und Tachymetermesssystemen zur Überwachung der Gebirgsdeformationen. Dabei sind zwei Beobachtungsphasen vorgesehen:

1. Während der Vortriebsarbeiten bis zum Ende des Einbaus der Spritzbetonaußenschale und
2. während der Standzeit bis zum Ende des Einbaus der Spritzbetoninnenschale.

Grundsätzlich muss bei der Wahl der Messsysteme auf die Messgenauigkeit, den Messbereich, die Robustheit und Linearität geachtet werden. Dazu kommt die Redundanz, Ersatzmöglichkeit von Sensoren und Messintervalle der Messsysteme. Im Rahmen des Auffahrungs- und Bauablauf sind weitere ungeplante Messsysteme und Sensoren zur Überwachung installiert, auf die in diesem Beitrag nicht näher eingegangen wird. Im Folgenden wird auf die einzelnen Messsysteme kurz eingegangen.

3.2.1 Temperaturen

Temperaturmessungen dienen der Erfassung des Temperaturgradienten im Gebirge und der Kompensation der Messergebnisse aufgrund von Temperaturdehnungen der Messsysteme.

Die Temperatursensoren sind als Temperaturmessketten in jedem Extensometer integriert und sind an den Kopf- und Ankerpunkten angeordnet. Für die Bildung der Temperaturdiffe-

renz wird im Messzeitraum die Differenz zwischen der aktuellen Temperatur und der Bezugstemperatur berechnet. Insgesamt sind 162 Temperatursensoren installiert. Die Messunsicherheit für die Temperaturmessungen beträgt $\pm 0,2$ °C.

3.2.2 Extensometer

Extensometermessungen sind Grundlage für die Beurteilung von Verformungen im Gebirge und deren Folgen für angrenzende Grubenräume. Der Messzyklus der automatischen Messungen beträgt mit Beginn der Bauzeit mindestens einen Tag und wird den Bauphasen und geotechnischen Bewertungen entsprechend angepasst. Von den geplanten 27 Extensometern sind zwei Extensometer aus der Strecke Berg 6 oberhalb des Füllorts (- 726 m NHN) eingebaut (siehe Abbildung 6). Ebenfalls sind im Füllort die acht Stoßextensometer und die vier Sohlextensometer aus der alten Gleitbogenstrecke vor Beginn der Auffahrungsarbeiten vorinstalliert. Die restlichen 13 Extensometer wurden im Zuge der Auffahrung installiert (zwei im Füllort, sechs im Schacht 2 und fünf im Blindort).

Verwendet werden i.d.R. Stangenextensometer mit Torstahlankern und Wegsensoren mit einem Messbereich von 250 mm. Bei den zwei Extensometern aus der Strecke Berg 6 installierten Extensometern handelt es sich um Stangenextensometer mit Kupferpackerankern und Wegsensoren mit einem Messbereich von 250 mm.

Die Messunsicherheit (Signifikanzgrenze) für die Messpunktverschiebung der Extensometer beträgt $\pm 1,3$ mm, die für die Abschnittsverformung $\pm 1,8$ mm/m.

3.2.3 Konvergenzmessquerschnitte und –horizonte

Zur Überwachung der Verschiebungen sind Konvergenzmesspunkte im Schacht, im Füllort 2. Sohle und im Blindort 2. Sohle vorgesehen. Sie werden im Vortrieb nach dem Ausbruch installiert und gemessen. Die Messungen erfolgen manuell und werden ebenfalls in angrenzenden Grubenräumen durchgeführt. Insgesamt werden 16 Konvergenzmessquerschnitte eingerichtet.

Nach Einbau der Extensometer werden die Ergebnisse der Konvergenzmessungen auf die Extensometer übertragen. Zur Kontrolle werden ebenfalls zwischen gegenüberliegenden Extensometern Konvergenzen bestimmt. Dafür werden alle Extensometerköpfe mit Einrichtungen zur Konvergenzmessung ausgerüstet.

Die im Vortrieb zu installierenden Konvergenzmessbolzen werden ca. 0,5 m tief im Fels verankert und mit dem Einbringen der Außenschale aus Spritzbeton einschließlich des Schutzrohres verlängert. Um eine unzulässige Auslenkung durch Biegung zu vermeiden, werden Zentrierplatten eingebaut. Auf den temporären Sohlen werden die Konvergenzmessbolzen zur Vermeidung von Beeinflussungen durch den Fahrbetrieb in der Sohle versenkt und durch ein Schutzrohr mit Deckel gesichert.

Das Messintervall wird in Abhängigkeit des Baufortschritts und der Konvergenzraten festgelegt. Die Messunsicherheit beträgt $\pm 1,5$ mm.

3.2.4 Tachymetermessquerschnitte und –horizonte

Durch Tachymetermessungen werden Punktverschiebungen bestimmt. Sie dienen der Beurteilung der Verformung des Schachtes und Füllorts sowie der daraus resultierenden Folgen. Sie geben Aufschluss über die räumliche Verschiebungsrichtung und -rate der Kontur. Als Messpunkte werden i.d.R. Spreizhülsenanker bzw. Klebeanker (Schacht) von 0,6 m Länge mit aufgesetzten Zielreflektoren eingebaut.

Die Messquerschnitte werden vorlaufend bzw. unmittelbar nach dem Durchfahren des geplanten Querschnitts eingerichtet, um die Verformungen möglichst vollständig zu erfassen. Unmittelbar nach dem Einbau der Zielreflektoren erfolgen Punktlagemessungen, um die Ausgangspositionen frühzeitig zu erfassen. Weiterhin werden die Kopfpunkte der Extensometer tachymetrisch überwacht, um den durch die Extensometer gemessenen Relativverschiebungen an den einzelnen Ankerpunkten Punktverschiebungen zuordnen zu können.

Insgesamt sind 16 Messquerschnitte mit Lagemesspunkten im Schacht Konrad 2, Füll- und Blindortbereich eingerichtet. Diese werden mit einer automatisierten Messanlage tachymetrisch erfasst. Die konkreten Messunsicherheiten und daraus abgeleiteten individuellen Signifikanzniveaus werden für jede Verschiebungsmessung einzeln bestimmt bzw. berücksichtigt. Die Anlage ist hinsichtlich Messgenauigkeit und Geometrie so ausgelegt, dass das konkrete Signifikanzniveau die Schwelle von ± 10 mm nicht überschreitet.

3.3 Datenerfassung und Datenübertragung

Das automatisierte Messsystem und Messwerterfassungssystem umfasst die Temperatursensoren, die Extensometer mit Wegaufnehmern und die fest installierten, automatisierten

Tachymeter mit ihrer Steuerungselektronik und Netzeinbindung, eine Messwerterfassungsanlage unter Tage sowie einen Steuerrechner über Tage. Die Messungen erfolgen während der gesamten Bauphase.

3.3.1 Datenübertragung Extensometer – Messwerterfassungsanlage

Zur Unterdrückung von Signalstörungen erfolgt die Datenübertragung digital auf Basis einer RS485-Busleitung. Hierzu werden die analogen Messsignale der Weg- und Temperatursensoren jedes Extensometers durch einen Controller digital umgesetzt und an den Bus angepasst. Die Energieversorgung der Sensoren und Controller erfolgt über den RS485-Bus durch eine zentrale Versorgungseinheit in der Nähe des Füllorts 2. Sohle Schacht 2. Die Datenübertragung von der Versorgungseinheit durch das Grubengebäude bis zur Messwerterfassungsanlage (MEA) ist durch Umsetzung auf Lichtwellenleiter (LWL) realisiert.

Die Kabelführung ist durch den Bauablauf bzw. die Instrumentierungsreihenfolge bestimmt. Daher werden LWL-Bündeladerkabel und Cu-Sammelkabel verwendet. Mechanisch gefährdete Kabelabschnitte, z. B. im Schacht, der Schachtglocke und in der Durchdringung des Füllorts werden durch Kabelschutzschläuche gesichert.

3.3.2 Tachymeter und Netzeinbindung

Die Tachymeter werden über die Steuerungs- und Anschlussboxen angebunden. Die Elektronik in den Steuerungsboxen wickelt dabei das Messprogramm ab und bereitet die von den Instrumenten kommenden Messwerte zur Weiterleitung an die eigentliche geodätische und weitere Auswertung an den Steuerrechner über Tage vor. Der Anschluss der Instrumente selbst erfolgt durch die Anschlusskästen über serielle Cu-Verbindungen, die auch die Stromversorgung übernehmen.

Die Steuerungskästen werden daher neben dem Netzstromanschluss jeweils über eine Unterbrechungsfreie Stromversorgung (USV) gepuffert, die auch die Instrumente versorgt. Die Steuerungskästen werden über LWL-Kabel angeschlossen, die über Sammler und die Unterverteilung die Verbindung ins geotechnische Messnetz und darüber ins betriebliche Rechnernetzwerk herstellen. Die Tachymetersteuerung stellt Administrations- und Wartungsfrontends zur Verfügung und kann über TCP/IP angesprochen werden. Dazu verfügen die Steuerungsboxen zusätzlich über eine LAN-Wartungsschnittstelle.

3.3.3 Messwerterfassungsanlage

Die MEA ist in einem Messcontainer in der Nähe von Schacht 1 auf der 3. Sohle stationiert. Zur kurzfristigen Pufferung bei Spannungsausfall und zur Unterdrückung von Über- und Unterspannungen ist eine unterbrechungsfreie Stromversorgung vorhanden.

Steuerung und Datenauslesung der MEA erfolgen durch einen Steuerrechner über Tage im Online-Betrieb. Für Wartungsarbeiten sowie bei Ausfall der Datenverbindung zum Steuerrechner werden Steuerung und Datenauslesung mittels eines tragbaren PC über die Wartungsschnittstelle, die als LAN-Schnittstelle an der MEA vorgesehen ist, ausgeführt.

3.3.4 Datenübertragung nach über Tage

Die Verbindung der MEA mit dem Steuerrechner erfolgt über den Ethernet-Anschlusspunkt im Messcontainer. Dieser ist über ein LWL-Datenkabel mit dem Ethernet-Anschlusspunkt verbunden. Von dort erfolgt die Verbindung über das im Schacht 1 vorhandene LWL-Datenkabel des betrieblichen Rechnernetzwerkes nach über Tage. Auf diesem Wege erfolgt auch der Anschluss der Tachymetersteuerungselektronik. Der Steuerrechner ist in der Betriebsmarktscheiderei Konrad stationiert. Die Steuerung und Datenauslesung in das betriebliche Rechnernetzwerk umfasst:

- Übertragung der Messparameter zur MEA und Sicherung der Messparameter der MEA im betrieblichen Rechnernetzwerk
- Auslösung von direkten Messungen ausgewählter Messstellen
- Übertragung der Messwerte (Rohdatensätze), Rohdatensicherungen und Störungsmeldungen

4 Messergebnisse

Im Folgenden wird die geotechnische Überwachung im Rahmen der Grubenraumerweiterung Füllort 2. Sohle anhand eines Beispiels mit entsprechenden Messergebnissen dargestellt. Die Planung der Erstellung des Füllorts 2. Sohle sieht die Abschlagsweise Auffahrung des Schachts Konrad 2, des Füllorts und des Blindortes vor. Die Abbildung 7 zeigt die nummerierte Abfolge der Auffahrungsabschläge. Zuerst wird der vorhandene Schacht Konrad 2 im Bereich des Füllorts 2. Sohle aufgeweitet. Anschließend erfolgt die Auffahrung der Kaloitte (Abschläge 3 bis 25), der Strosse (Abschläge 26 bis 38) und abschließend der Sohle (Abschläge 39 bis 51).

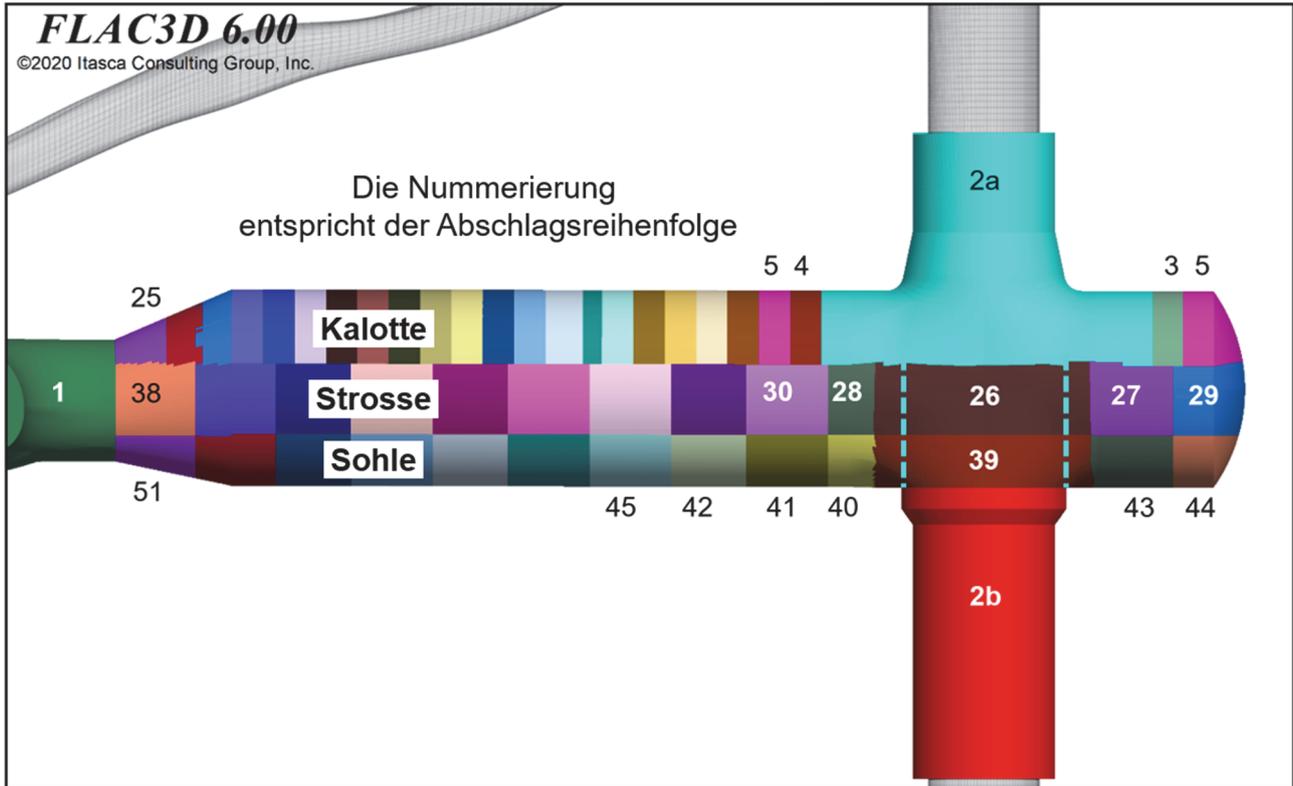


Abbildung 7: Kalotten-, Strossen- und Sohlauffahrung mit Abschlägen

Bei der Errichtung des Grubenraumes stellt die Geologie im Firstbereich eine geotechnische Herausforderung dar. Im schachtnahen Füllortbereich steht im Kalottenbereich die Fladentonstein-Serie an und wechselt im Verlauf der Füllortstrecke zum Kalkstein der Erzkalk-Serie (siehe Abbildung 8). Die besondere Herausforderung liegt in der Fladentonstein-Serie. Sie weist einen hohen Durchtrennungsgrad auf. Außerdem ist dieser Gebirgsbereich überwiegend nachbrüchig und in Störungszonen verstärkt kleinstückig sowie gebräuch. Aufgrund der Wasserempfindlichkeit der Fladentonstein-Serie intensiviert sich dieses Gebirgsverhalten extrem bei Feuchteeinwirkung. Durch die Kombination der geologischen Trennfläche zwischen der Erzkalk-Serie und der Fladentonstein-Serie und den Hohlräumen des Füllorts und des Schachtes entsteht im schachtnahen Firstbereich des Füllorts ein sogenannter Gleitkeilbereich. Die Abbildung 8 zeigt den Gleitkeilbereich und die Messquerschnitte im Füllort. Ebenfalls verlaufen durch den Gleitkeilbereich mehrere Störungen, die diesen Bereich zusätzlich entfestigen. Diese Randbedingungen führen dazu, dass der Gleitkeilbereich als besonders überwachungsbedürftig gilt. Die Schnitte S8 und S4 dienen u.a. dieser Gleitkeilüberwachung.

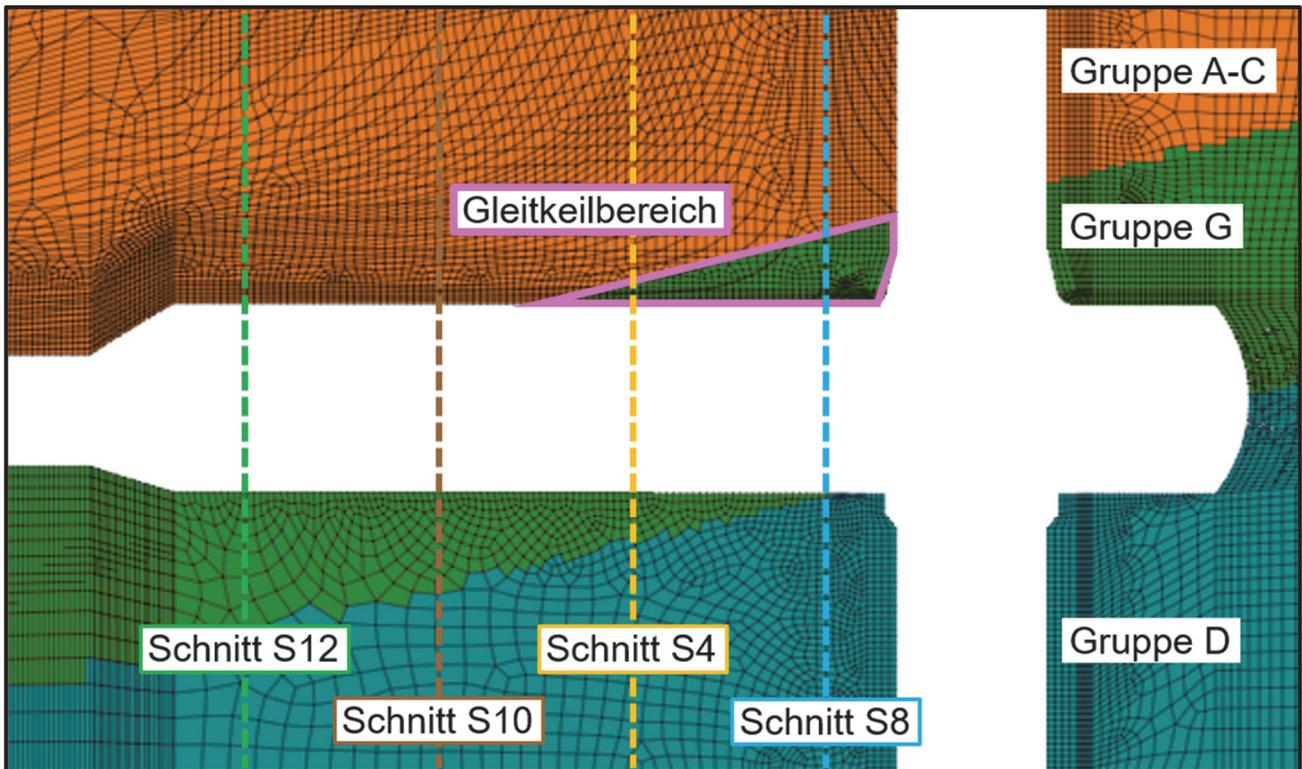


Abbildung 8: Numerisches Modell des Füllorts 2. Sohle im Endzustand ohne Ausbau mit lithologischen Gruppen und gekennzeichnetem Gleitkeilbereich

Als spezielle Vorkehrungsmaßnahmen für die Kalottenauffahrung ist die Vorpfrändung mit einem Injektionsfächer vorgesehen. Für die Abschläge 4 bis 8 werden im Gleitkeilbereich Injektionen an der Ortsbrust mit einem 2-Komponenten Silikatharz durchgeführt. Mit Hilfe der Vorinjektionen wird eine Gebirgsverbesserung erreicht und somit die Standfestigkeit erhöhet. Das Injektionsmaterial soll die im Gebirge anstehenden Klüfte bzw. generell alle Wegsamkeiten verschließen. Die Verbindung aus dem Gestein und dem Injektionsmaterial verbessert die Verbandsfestigkeit des Gebirges (siehe Abbildung 9). Anschließend wird der nächste Abschlag aufgefahren und mit der Außenschale sowie der Systemankering ausgebaut. Die Abbildung 10 zeigt von links nach rechts die Ortsbrust mit den Injektionsbohrungen, den Kalottenvortrieb sowie die Außenschale mit der Systemankering und den Stauchfugen im vorausgegangenen Abschlag.



Abbildung 9: Bohrkern bestehend aus Gebirge und 2-Komponenten Silikatharz zur Gebirgsverbesserung



Abbildung 10: Injektionsbohrungen, Kalottenvortrieb sowie Außenschale mit Systemankerung und Stauchfugen

Die nicht vorinstallierten Messsysteme werden zeitnah nach der Auffahrung und dem Ausbau eingebaut, um alle auffahrungsbedingten Verformungen und Verschiebungen des Gebirges zu erfassen. Für die Überwachung des Gleitkeilbereichs sind die zwei Firstextensometer in den Messquerschnitten S8 (CG028E) und S4 (CG032E) maßgebend (siehe Abbildung 11). Die zwei Firstextensometer sind aus der Strecke Berg 6 vorinstalliert, so dass sich der Extensometerkopf im Berg 6 und der tiefste Ankerpunkt an der Sollkontur des Füllorts befindet. Im Folgenden wird das Verschiebungsverhalten der Gebirgskontur im Gleitkeilbereich aufgrund der Vortriebsarbeiten anhand der Messergebnisse dargestellt und erläutert. Der gewählte Startpunkt für die nachfolgenden Betrachtungen ist der Abschlag 4. Denn mit Beginn der Vortriebs- und Ausbauarbeiten im Abschlag 4 treten signifikante Verschiebungen und Verformungsraten auf. Zu dem Zeitpunkt sind die Arbeiten in den Abschlagen 1, 2a, 2b und 3 abgeschlossen (siehe Abbildung 7).

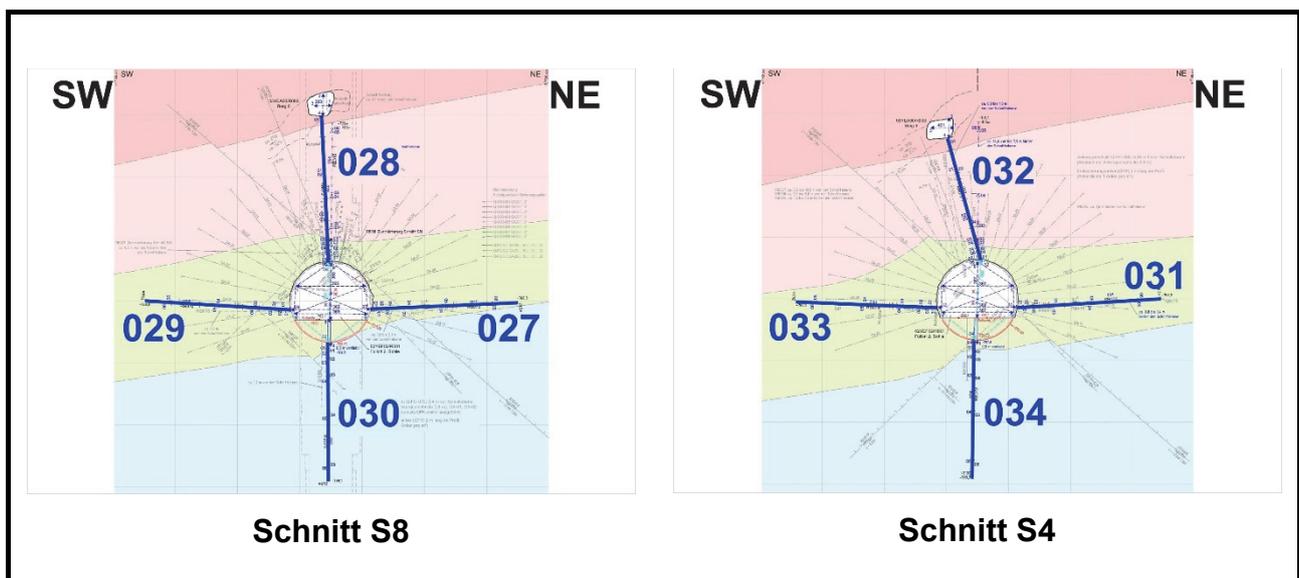


Abbildung 11: Messquerschnitte S8 und S4 mit den Mehrfachextensometern

Abbildung 12 zeigt die Messergebnisse der Kopfpunktverschiebungen [mm] (blaue Zeitreihenverläufe) und die Verformungsraten [(mm/m)/a] (grüne Zeitreihenverläufe) der Firstextensometer CG028E (Schnitt S8) und CG032E (Schnitt S4). Es ist zu erkennen, dass mit Abschlag 4 und den nachfolgenden Abschlagen ein starker Anstieg der Verformungsrate und ein deutlicher Anstieg der Kopfpunktverschiebung im schachtnahen Schnitt 8 stattfindet. Mit Beginn des Abschlags 10 noch vor Erreichen des Messquerschnitts S4 im Abschlag 11 kommt es im Schnitt S4 zu einem sprunghaften Anstieg der Kopfpunktverschiebungen und einem starken Anstieg der Verformungsraten im Bereich der Sollkontur.

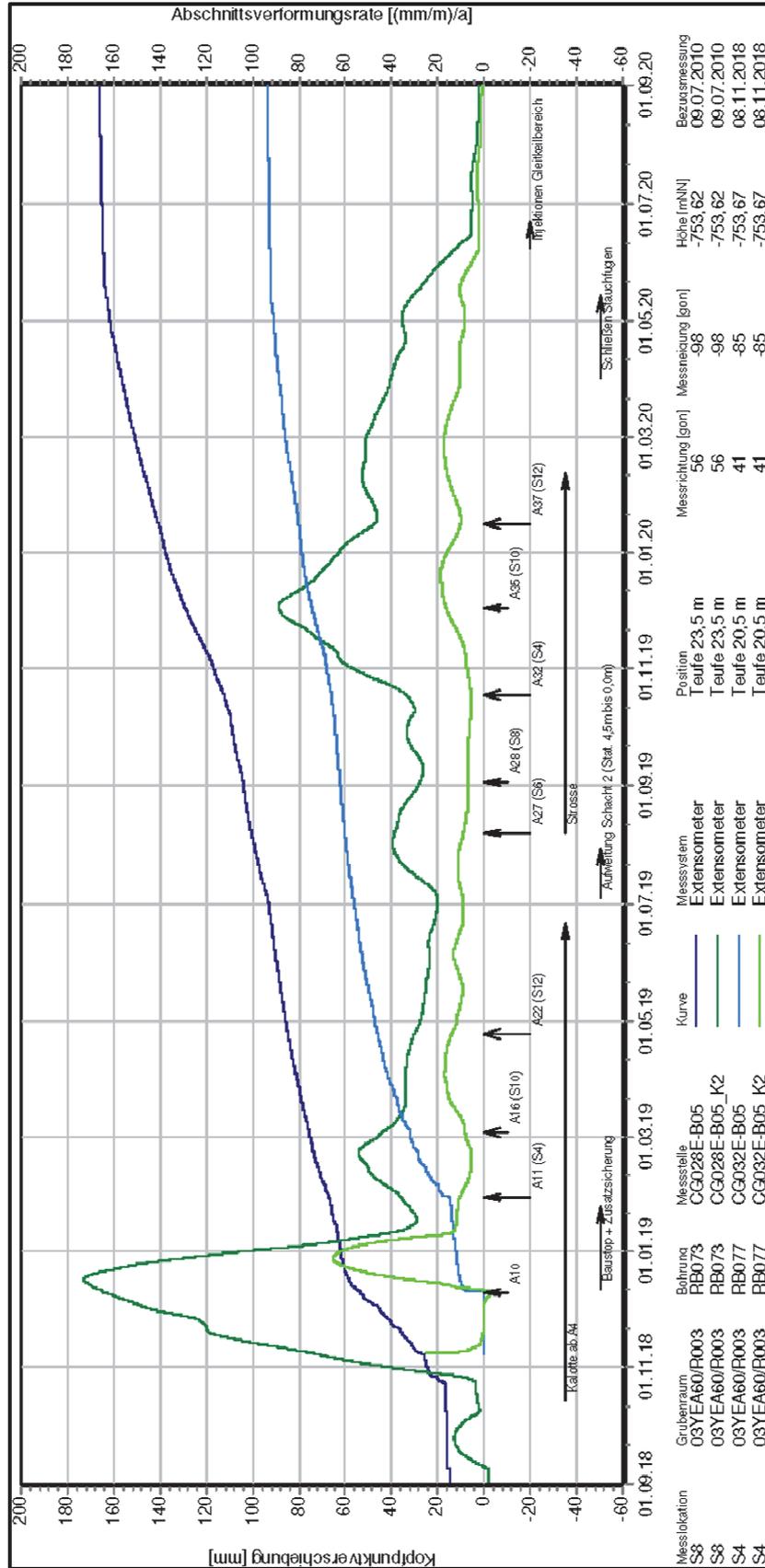


Abbildung 12: Kopfpunktverschiebungen und Abschnittsverformungsraten der Firstextensometer in den Messquerschnitten S8 und S4

Trotz des Ausbaus der Abschläge 4 bis 9 mit der Außenschale und der Systemankerung ist keine Beruhigung der Verformungsraten und Kopfpunktverschiebungen im schachtnahen Schnitt S8 zu erkennen. Daher kam es am 12.12.2018 zum Baustopp und es wurden weitere bauliche Maßnahmen zur Sicherung der Kalotte durchgeführt. Diese bestehen aus Zusatzankerungen sowie Injektionen zur Gebirgsverbesserung im aufgefahrenen Teil der Kalotte des Füllorts.

Der Erfolg der Stabilisierung des Gleitkeilbereichs mit Hilfe der zusätzlichen Sicherungsmaßnahmen ist deutlich an der verringerten Steigung des Zeitreihenverlaufs der Kopfpunktverschiebungen und dem Rückgang der Verformungsraten in beiden Schnitten zu erkennen. Die geotechnische Standsicherheit der Kalotte im Gleitkeilbereich ist anhand der Überwachungsdaten gegeben und die Baumaßnahme wird fortgesetzt. Ab Abschlag 16 im Schnitt S10 bis zum Abschluss der Kalottenauffahrung mit Abschlag 25 ist eine anhaltende Beruhigung der Verformungsrate im Schnitt S8 und eine annähernd konstante Rate im Schnitt S4 zu erkennen. Mit Beginn der Strossenauffahrung steigt die Verformungsrate im Schnitt S8 erneut moderat an und mit Abschlag 32 am Ende des Gleitkeilbereichs ist erneut ein deutlicher Anstieg der Verformungsrate zu erkennen, wohingegen die Rate im Schnitt S4 nur gering ansteigt.

Mit Fortschritt der Ausbaumaßnahmen und mit Beendigung der Strossenauffahrung sinkt die Verformungsrate im schachtnahen Schnitt S8, bleibt aber auf einem deutlich höheren Niveau als vor der Strossenauffahrung. Aufgrund der hohen konturnahen Kopfpunktverschiebung und der sehr geringen Beruhigung der Gebirgsverschiebungen im Schnitt S8, werden weitere Sicherungsmaßnahmen zur Gewährleistung der geotechnischen Standsicherheit getroffen. Die Maßnahmen beinhalten folgende Schritte zur Erhöhung des Ausbauwiderstandes:

1. Schließen der Stauchfugen in der Kalotte und Stosse vor der Sohlauffahrung
2. Weitere Injektionen zur Gebirgsverbesserung im Gleitkeilbereich
3. Herstellung eines Gewlbfundaments zum Kraftabtrag
4. Sohlauffahrung ohne Stauchfugen zur Herstellung des Ringschlusses
5. Vollverpresste GFK-Anker zur Sohlsicherung statt Gleitanker

Die Messergebnisse in Abbildung 12 zeigen, dass die ersten drei Sicherungsmaßnahmen eine eindeutige Beruhigung der Verformungsraten bewirken und die Raten im Schnitt S8

und S4 annähernd bei null liegen. Die Zeitreihenverläufe der Kopfpunktverschiebungen flachen deutlich ab, so dass nur noch sehr geringe Verschiebungen vorliegen. Die Messergebnisse der geotechnischen Überwachung zeigen somit, dass die intakte Außenschale mit den geschlossenen Stauchfugen die Lasten aufnimmt und ins Gebirge abträgt. Mit den Maßnahmen 4 und 5 wird der nachfolgende Bauablauf angepasst, um den Ringschluss der Spritzbetonaußenschale herzustellen und sie als tragendes Ausbauelement heranzuziehen. In Abbildung 13 ist das Füllort 2. Sohle mit den geschlossenen Stauchfugen und dem hergestellten Ringschluss dargestellt.



Abbildung 13: Füllort 2. Sohle mit geschlossenen Stauchfugen und Ringschluss

5 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wird die Wichtigkeit der geotechnischen Überwachung beim Errichten von Grubenbauwerken aufgezeigt. Das entsprechende Messkonzept zur Überwachung der speziellen geologischen und bergbaulichen Gegebenheiten ist ein zentrales Element für die sichere Errichtung von Untertagebauwerken. Es muss an den vorhandenen Randbedingungen ausgerichtet sein und in der Planung alle maßgeblichen Lokationen zur geotechnischen Überwachung abdecken. Die Messtechnik ist entsprechend den Umgebungsbedin-

gung und der Messdauer auszuwählen, um während des Überwachungszeitraums eine lückenlose Überwachung zu gewährleisten. Der Einbau wird nach Möglichkeit vorlaufend oder schnellstmöglich nach Auffahrung vorgenommen, um die bauinduzierten Verformungen vollständig zu erfassen. Aufgrund der begrenzten räumlichen Gegebenheiten unter Tage ist die Installation der Messtechnik so zu planen und auszuführen, dass Beschädigungen oder Ausfälle in der Bauphase vermieden werden.

Die Messdaten sind in definierten Intervallen zu erfassen, weiterzuleiten und auszuwerten, um die geotechnische Standsicherheit bewerten zu können. Es muss die Möglichkeit bestehen, mit Hilfe der Messdaten die geomechanische Situation unter Tage zu beurteilen und auf unerwartete Situationen entsprechend reagieren zu können. Im Beitrag wird anhand der Gleitkeilproblematik diese Notwendigkeit aufgezeigt. Aufgrund der geotechnischen Überwachung des Gebirges mit einer herausfordernden Geologie im Firstbereich des Füllorts kann ein kritisches geotechnisches Verhalten frühzeitig erkannt werden und notwendige Sicherungsmaßnahmen zeitnah durchgeführt werden. So kann die geotechnische Sicherheit in der Bauphase gewährleistet werden.

Die Herausforderungen bei der geologischen Erkundung unter Tage führen dazu, dass nicht alle geomechanischen Gegebenheiten im Vorfeld bei der Planung berücksichtigt werden können. Die geotechnische Überwachung bei der Errichtung, im Betrieb und bei der Stilllegung von Endlagern stellt somit ein wichtiges Element für den sicheren Betrieb dar. Vor allem bei der Errichtung trägt die geotechnische Überwachung dazu bei, die Tätigkeiten unter Tage sicherer zu gestalten, Gefahren frühzeitig zu erkennen und Unfälle zu vermeiden.

Autoren

Dipl.-Ing. Mike Lieske

Mike.Lieske@bge.de

Dipl.-Ing. Jan Bauer

Jan.Bauer@bge.de

Dr.-Ing. Stephan Gehne

Stephan.Gehne@bge.de

BGE Bundesgesellschaft für Endlagerung mbH

Zentrale Peine, Bereich Technik, Abt. Geoinformation

www.bge.de

Eschenstr. 55, 31224 Peine

Tel.: 05171 43-1666

Düsenstrahlpfähle zur Verankerung einer Uferwand im Hamburger Hafen

Frank Feindt, Marc Stapelfeldt, Max Falksohn, Elfi Koldrack

Keywords: Pfahlprobelastung, Mikroverpresspfahl, Düsenstrahlpfahl, faseroptische Messung, Infrastruktur

1 Einleitung

Häufig werden im Kaimauerbau Mikroverpresspfähle als Rückverankerungselement eingesetzt. Diese sind insbesondere bei Um- oder Ersatzneubauten von Bestandsbauwerken wegen ihres schonenden Einbringverfahrens etabliert. Durch ihren geringen Durchmesser ist ihre Tragfähigkeit jedoch begrenzt bzw. es werden häufig sehr große Lasteintragungslängen von mehr als 12 m erforderlich. Bei diesen sehr großen Pfahllängen werden Lasten oft in unterschiedlichen Baugrundsichten eingeleitet. Vor diesem Hintergrund wird für den Ersatzneubau des Steinwerder Kais im Hamburger Hafen die Möglichkeit der Verwendung von Düsenstrahlpfählen zur Rückverankerung untersucht. Diese bieten – bei ebenfalls bestandsschonendem Herstellverfahren – durch den größeren Durchmesser des Düsenstrahlkörpers im Vergleich zum Verpresskörper eines Mikropfahls die Möglichkeit einer kürzeren Lasteinleitungsstrecke innerhalb einer Baugrundsicht, vgl. Abbildung 1.

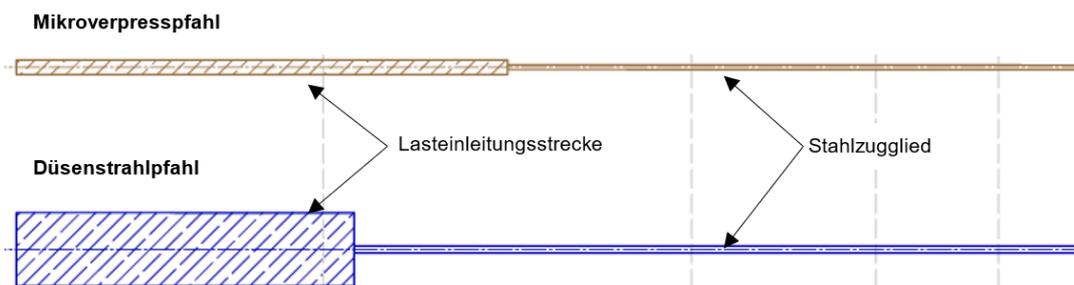


Abbildung 1: Vergleich eines Mikroverpresspfahls mit einem Düsenstrahlpfahl

Trotz der geometrischen Vorteile kamen Düsenstrahlpfähle in der Vergangenheit selten zur Ausführung. Die Firma Philipp Holzmann stellte Ende der 1990er nach eigenen Angaben [5] am Containerterminal III in Bremerhaven geneigte Düsenstrahlpfähle als Rückverankerung und an der Nordkaje in Kiel Lotpfähle zur Sanierung her. Weitere Düsenstrahlpfähle wurden erst im Zuge des Neubaus der Schleuse Brunsbüttel hergestellt, vgl. [3] und [4].

Vor dem Hintergrund dieses begrenzten Erfahrungsschatzes ist bisher auch nicht bekannt, ob neben der Mantelreibung auch ein Widerstand an der Stirnseite des Düsenstrahlkörpers geweckt wird und inwiefern dieser zum Lastabtrag eines Bauwerkes angesetzt werden kann, vgl. [4].

Ähnlich verhält es sich bei der konstruktiven Alternative: Mikroverpresspfähle mit Lasteintragungslängen von mehr als 12 m. Auch hier existiert nur eine sehr begrenzte Datengrundlage zur Beurteilung des Tragverhaltens, vgl. [1].

Vor dem Hintergrund der Notwendigkeit von Rückverankerungssystemen für Designlasten von über 3 MN im Kaimauerbau werden Pfahlprobelastungen an kurzen und langen Mikroverpresspfählen und an Düsenstrahlpfählen ausgeführt. Mithilfe von Glasfasermessungen während der Probelastungen an den Mikroverpresspfählen mit Lasteintragungslängen

von mehr als 12 m und den Düsenstrahlpfählen sollen Erkenntnisse über das Lastabtragsverhalten gewonnen werden. Neben der räumlichen Verteilung der Mantelreibung wird auch der Lastabtrag über die Stirnseite der Düsenstrahlpfähle untersucht. Mögliche Abhängigkeiten von der für die Mobilisierung des Stirnwiderstandes erforderlichen Pfahlkopfverschiebung und vom Pfahldurchmesser können auf der Grundlage der Ergebnisse dieser Probelastungen – und insbesondere mithilfe der der faseroptischen Messungen – untersucht werden.

Ziel der Pfahlprobelastungen ist es, das optimale Verankerungssystem für die neue Uferwand mit 765 m Gesamtlänge zu finden. Außerdem sollen neuartige Erkenntnisse über die bodenmechanischen Mechanismen des Lastabtrags der langen Mikroverpresspfähle und der Düsenstrahlpfähle gewonnen werden.

2 Bauvorhaben und Baugrund

Der Steinwerder Kai bildet die südliche Grenze einer Werft im Kuhwerder Hafen. Ein etwa 765 m langes Teilstück der vorhandenen Kaianlage soll durch einen Neubau ersetzt werden. Die vorhandene, ab 1912 errichtete Bestandskaianlage soll dabei im Untergrund verbleiben.

2.1 Bestandsbauwerk

Die am Steinwerder Kai heute vorhandene Uferwand gründet auf alten Kaipfeilern, die bereits Ende des 19. Jahrhunderts errichtet wurden. Die in Abbildung 2 (links) dargestellten Kaipfeiler wurden ab 1912 zu der in Abbildung 2 (rechts) dargestellten Kaianlage ausgebaut. Die ausgebaute Kaianlage ist eine auf Holzpfählen gegründete Schwergewichtskonstruktion. Im landseitig hinteren Drittel verfügt das Bauwerk über eine Holzspundwand.

Die bestehende Kaianlage wurde im Jahr 1978 auf gesamter Länge um eine landseitig verlaufende Hochwasserschutzwand ergänzt. Die Hochwasserschutzwand wurde als Wellenspundwand ausgeführt.

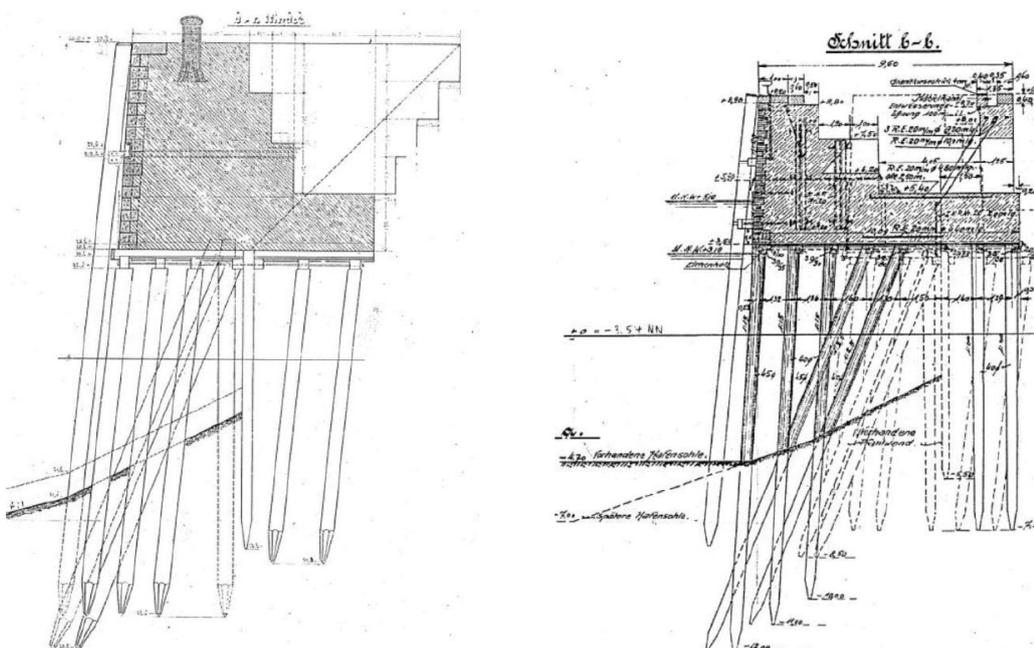


Abbildung 2: Querschnitt Kaianlage Steinwerder Kai bis 1912 (links) und ab 1915 (rechts).

2.2 Ersatzneubau des Steinwerder Kais

Der Entwurf des Ersatzneubaus sieht einen Kaimauerquerschnitt für einen Geländesprung von ca. 15 m vor. Der Querschnitt besteht aus einer wasserseitigen Haupttragwand, zwei Reihen Gründungspfählen unter den Kranbahnbalken und einem Stahlbetonüberbau. Ein Ausschnitt aus dem BIM-Koordinationsmodell in Abbildung 3 zeigt das Bestandsmodell, das Entwurfsmodell und das Baugrundsichtenmodell.

Der Ersatzneubau soll wasserseitig errichtet werden. Zunächst wird eine kombinierte Spundwand wasserseitig vor die Bestandswand gesetzt und rückverankert. Als Rückverankerung sollen gemäß des derzeitigen Planungsstandes Düsenstrahlpfähle oder Mikropfähle eingesetzt werden. Die Positionierung der Düsenstrahlpfähle im Baugrund kann Abbildung 3 entnommen werden. Für die Herstellung der Rückverankerung muss die Hochwasserschutzwand (hellblau) durchbohrt werden.

Weiterhin ist eine Verfüllung des Zwischenraumes zwischen der neu herzustellenden und der bestehenden Uferwand, sowie der überbauten Böschung unterhalb des Bestandsbauwerkes mit Sand vorgesehen. Die Kaiplatte soll nach derzeitigem Planungsstand mithilfe einer Pfahlgründung tiefgegründet werden. Hierfür wird ein Teil der Bestandskaianlage abgebrochen. Ein Ersatzneubau der Hochwasserschutzwand ist derzeit nicht vorgesehen.

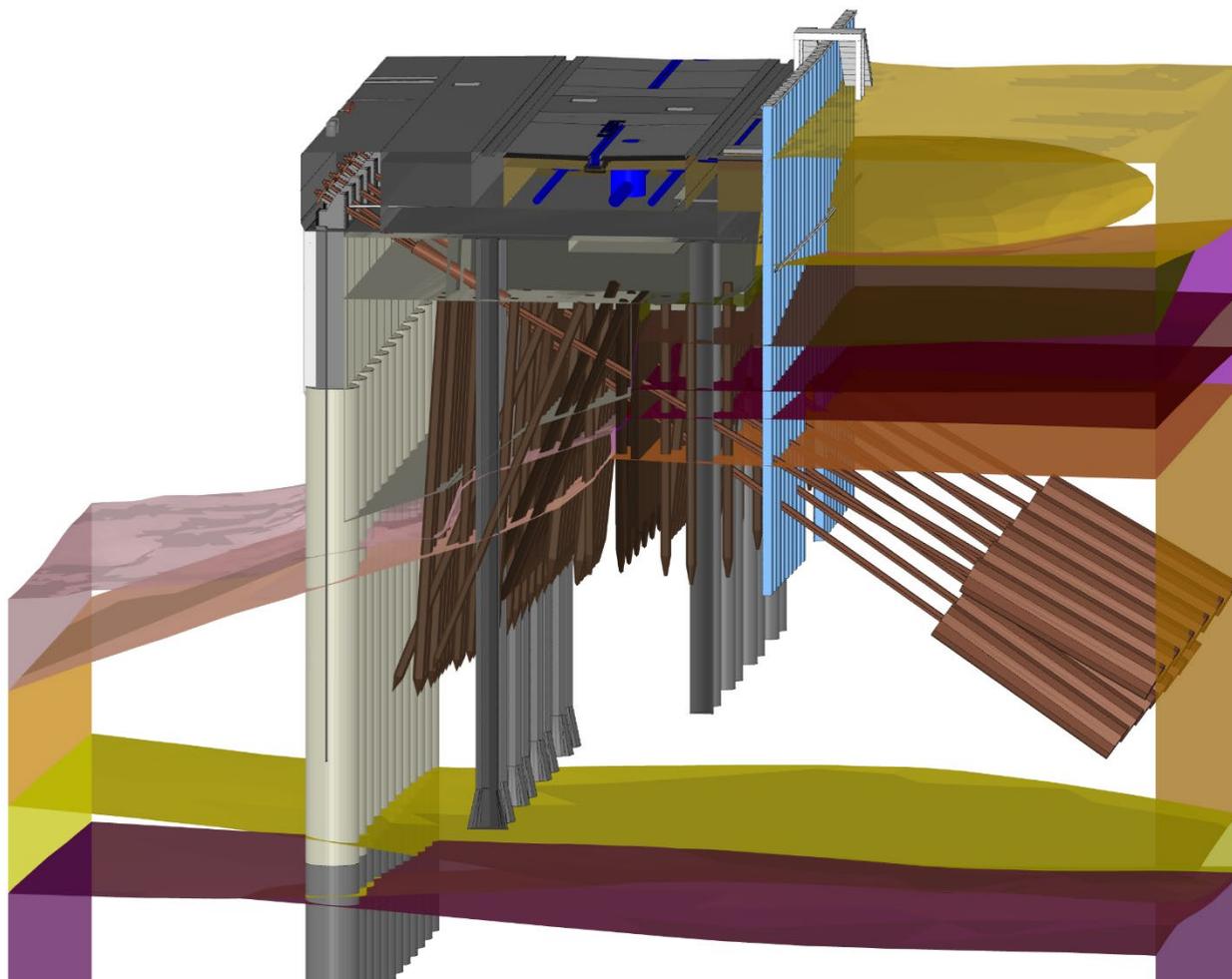


Abbildung 3: BIM-Koordinationsmodell Entwurf (Bestandsmodell, Entwurfsmodell, Baugrundsichtenmodell).

2.3 Baugrund

Das heutige Werftgelände wurde in der Mitte des 19. Jahrhunderts auf den natürlichen Marschinseln Kuhwerder, Steinwerder, Gänseweide und Grevenhof gegründet. Die Marschinseln waren durch Nebenarme der Tideelbe voneinander getrennt und wurden regelmäßig überflutet. In der 2. Hälfte des 19. Jahrhunderts wurde der natürliche Uferverlauf der Marschinseln sukzessive begradigt und mit dem Bau des Steinwerder Kais, um die Jahrhundertwende, bauwerkskreuzende Gräben verfüllt.

Abbildung 4 zeigt einen vereinfachten Überblick über die heutige Schichtenfolge auf der Landseite der Kaianlage. Unterhalb der nichtbindigen und bindigen Auffüllungen folgen die wenig tragfähigen Weichschichten aus Klei und Torf. Dies werden zum Teil von Sanden in geringer Mächtigkeit durchzogen oder überlagert. Darunter folgen die tragfähigen Elbsande. An der Basis stehen bereichsweise Kiese und Gerölle an und unterlagernd folgt hier Glimmerton. Während die generelle Schichtabfolge typisch für den Hamburger Hafen ist, stellen die mächtigen Weichschichten aus Klei und Torf (teilweise > 10 m) und die oberflächennah anstehende Glimmertonformation mit hoher Festigkeit und überlagernden Geröllschichten besondere Anforderungen an den Ersatzneubau dar.

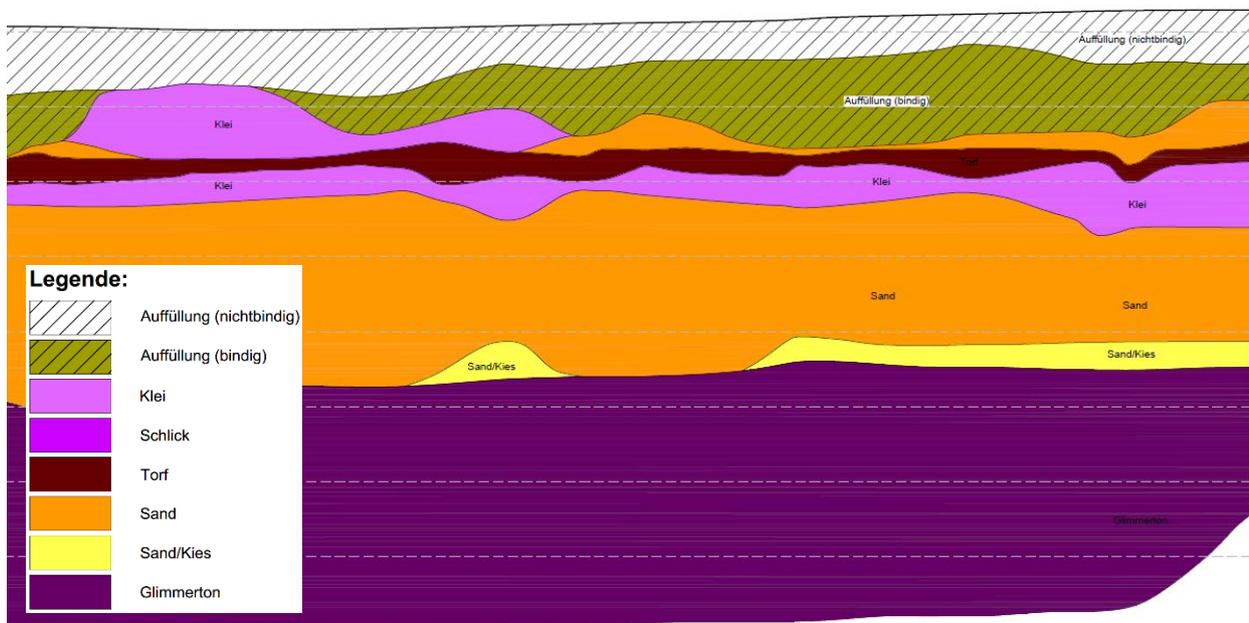


Abbildung 4: Idealisierter Baugrundlängsschnitt landseitig. Ausschnitt aus dem östlichen Projektgebiet.

3 Düsenstrahlpfähle

Der Düsenstrahlpfahl besteht aus einem Tragglied und einem Düsenstrahlkörper. Die Bauwerkslasten werden über den Verbund des Tragglieds mit dem Düsenstrahlkörper in diesen eingeleitet. Als Zugglieder können glatter oder gerippter Ankerstahl, Ankerstahl mit Gewinde und Ankerstahl mit aufgeschweißter Wendel eingesetzt werden, vgl. [5].

Abbildung 5 (links) zeigt die Herstellung eines geeigneten Düsenstrahlkörpers für einen Düsenstrahlpfahl. Der in Abbildung 5 (rechts) exemplarisch gezeigte Düsenstrahlkörper wird unter Berücksichtigung der DIN EN 12716 [1] unterhalb der Endteufe einer verrohrten Bohrung hergestellt. Das zum Abteufen der Bohrung genutzte Innengestänge wird hierfür ausgebaut. Das Außengestänge (Verrohrung) verbleibt im Baugrund.



Abbildung 5: Herstellung eines geneigten Düsenstrahlkörpers am Steinwerder Kai (links) und geborgene Düsenstrahlkörper am Container Terminal III Bremerhaven (rechts) [5].

Nach dem Einbau des Düsenstrahlgestänges in die Verrohrung erfolgt das Aufschneiden des Baugrundes unter Hochdruck ($> 25 \text{ MPa}$) mit einer Suspension mit einem w/z -Wert $\geq 0,8$. Die hierbei entstehende Mischung aus Bodenpartikeln, Bindemittel und Wasser bildet den späteren Düsenstrahlkörper. Nach dem initialen Aufschneiden kann der Kern des Düsenstrahlkörpers durch eine Suspension mit einem w/z -Wert $< 0,5$ ausgetauscht werden. Das Ziel dieses Suspensionstauschens ist eine Erhöhung der Druckfestigkeit des Düsenstrahlkörpers. Anschließend wird das Tragglied mit einem Hebegerät aufgenommen, in die Verrohrung eingefädelt und in der vorgesehenen Tiefe in den noch flüssigen Düsenstrahlkörper eingebaut. Nach dem Ziehen des Außengestänge ist die Herstellung abgeschlossen.

Bei einem Bauwerkspfahl verbleibt die Zementsuspension im Bohrloch. Bei Probepfählen kann das Bohrloch freigespült werden.

Aus dem Düsvorgang entsteht keine zylindrische Säule mit glatter Oberfläche, sondern ein Körper mit gewissen Einbuchtungen und Auskragungen (s. Abbildung 5, rechts). Diese unregelmäßige Geometrie resultiert aus den Baugrundeigenschaften, z.B. einer kleinräumig variierenden Lagerungsdichte und Kornfraktion [4].

4 Probelastungen und Messprogramm

4.1 Zweck der Probelastung

Die Durchführung der Probelastungen dient primär der Ermittlung der Mantelreibung der Düsenstrahlpfähle und der Mikroverpresspfähle unter standortpezifischen Randbedingungen, die repräsentativ für den Bereich des Hamburger Hafens sind.

Es sollen generelle Erkenntnisse zum Lastabtragungsverhalten von Düsenstrahlpfählen gewonnen werden, da nur eine geringe Datengrundlage vorliegt.

Bei den Mikroverpresspfählen soll ergänzend zur Ermittlung der Mantelreibung die schichtübergreifende Krafteinleitung sowie das Lastabtragsverhalten bei Lasteinleitungslängen $> 12 \text{ m}$ untersucht werden.

4.2 Herstellung der Testpfähle

Die Arbeiten zur Herstellung der Testpfähle begannen im Dezember 2023 und dauerten bis Februar 2024 an. Der Bauablauf erfolgt in diesen Schritten:

1. Herstellung einer lotrechten Probesäule
2. Herstellung geneigter Probesäulen
3. Herstellung von Mikroverpresspfählen für die Probelastungen
4. Durchführung von Tast- und Kernbohrungen durch die geneigten Probesäulen
5. Durchführung von Druckfestigkeitsprüfungen
6. Herstellung von Düsenstrahlpfählen für die Probelastungen

Zum Zeitpunkt des Verfassens dieses Artikels befanden sich die Testpfähle noch in der Herstellung.

4.2.1 Probesäulen und Düsenstrahlpfähle

Auf zwei Testfeldern werden insgesamt 12 Düsenstrahlpfähle für statisch axiale Probelastungen hergestellt. Ergänzend dazu wurde eine lotrechte und 8 geneigte Probesäulen hergestellt.

Probesäulen

Die unterschiedlichen Durchmesser, Neigungen und Längen der 9 hergestellten Probesäulen sind in Tabelle 1 aufgelistet. Die lotrechte Säule wurde in 2 m hohen Abschnitten mit von oben nach unten mit abschnittsweise größer werdendem Soll-Durchmesser hergestellt.

Tabelle 1: Übersicht über die Abmessungen der Probesäulen

Anzahl	Neigung	Länge L (m)	Soll-Durchmesser D (m)			
			0,6	0,9	1,2	1,5
1	lotrecht	8,0	0,6	0,9	1,2	1,5
2	35°	7,0	0,6			
2	35°	7,0	0,9			
2	35°	7,0	1,2			
2	35°	7,0	1,5			

Düsenstrahlpfähle

Tabelle 2 enthält eine Übersicht über die Abmessungen der 12 Düsenstrahlpfähle für die Pfahlprobelastungen. Durch die Variation des Durchmessers der Düsenstrahlsäulen sollen Erkenntnisse über das Lastabtragsverhalten gewonnen werden. Die 6 m langen Lasteinleitungsstrecken der Düsenstrahlpfähle für die Probelastungen sowie alle Testsäulen liegen in den mitteldichten bis dichten Sanden.

Tabelle 2: Übersicht über die Düsenstrahlpfähle für die Prahprobekbelastungen

Anzahl	Durchmesser D_{DSV} (m)	Lasteinleitungsstrecke		Lasteinleitungslänge L_E (m)	Freie Stahllänge L_S (m)
		OK (m NHN)	UK (m NHN)		
4	0,6	-11,5	-17,5	6,0	17,0
4	0,9				
4	1,2				

Als Zugstab für die die Düsenstrahlpfähle werden M110 Vollschaftpfähle in Stahlgüte ASDO 500 verwendet. Bei jeweils 2 Pfählen eines Durchmessers wird eine Wendel zur Kraftübertragung vorgesehen. Bei den übrigen Pfählen erfolgt die Kraftübertragung vom Zugstab in den Düsenstrahlkörper über eine Rippung. Oberhalb der Lasteinleitungsstrecke wird der Zugstab mit einem Kunststoffrohr ummantelt und das Bohrloch mit einem im festen Zustand bodenähnlichen Bentonit-Zement-Gemisch verfüllt. Hierdurch wird der Lastabtrag im Bereich der freien Stahllänge minimiert.

4.2.2 Mikroverpresspfähle

Die Lasteinleitungsstrecken der Mikroverpresspfähle wurden teilweise in einer Schicht und teilweise schichtübergreifend angeordnet. Die Lasteinleitungslänge von 14 der 16 Mikroverpresspfähle beträgt 8 m. Ergänzend dazu wurden 2 Pfähle mit einer Lasteinleitungsstrecke von 18 m hergestellt. Der Durchmesser der in Tabelle 3 aufgelisteten Mikroverpresspfähle ist $D = 24$ cm.

Tabelle 3: Übersicht über die Mikroverpresspfähle für die Pfahlprobekbelastungen

Anzahl	Absetzhorizont	Lasteinleitungsstrecke		Lasteinleitungslänge L_E (m)	Freie Stahllänge L_S (m)
		OK (m NHN)	UK (m NHN)		
4	Sand	-9,5	-17,5	8,0	15,0
4	Sand & Kies	-12,0	-20,0	8,0	17,5
4	Glimmerton	-21,5	-29,5	8,0	27,0
4	Sand, Kies & Glimmerton	-16,0	-24,0	8,0	21,5
2	Sand, Kies & Glimmerton	-11,5	-29,5	18,0	17,0

Als Zugstab für die Mikroverpresspfähle wird eine Gewindestahl vom Typ GEWI $\varnothing 75$ mm in der Stahlgüte S 670/800 mit Standardkorrosionsschutz eingesetzt. Oberhalb der Lasteinleitungsstrecke wird der Zugstab, wie bei den Düsenstrahlpfählen auch, mit einem Kunststoffrohr ummantelt und das Bohrloch mit einem im festen Zustand bodenähnlichen Bentonit-Zement-Gemisch verfüllt. Hierdurch wird der Lastabtrag im Bereich der freien Stahllänge minimiert.

4.3 Messprogramm

4.3.1 Kalibrierung der Herstellparameter der Düsenstrahlpfähle

Für die Kalibrierung der Herstellparameter der Düsenstrahlpfähle wurden vor der Herstellung der lotrechten Probesäule 4 Anschlagpegel in den Baugrund eingebracht. Wie in Abbildung 6 dargestellt, wurden die Anschlagpegel so angeordnet, dass bei einem

vorgesehenen Säulendurchmesser von 0,6 m ein Pegel, bei einem Säulendurchmesser von 0,9 m zwei Pegel etc. mit dem Düsenstrahl während des Aufschneidens des Baugrundes erreicht werden.

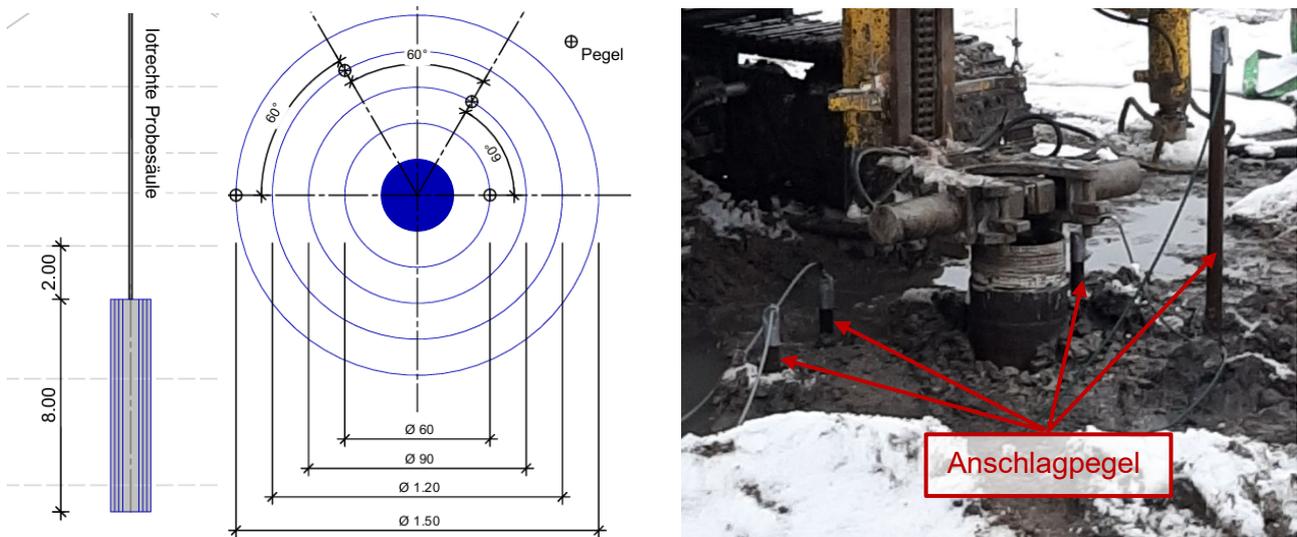


Abbildung 6: Aufbau der lotrechten Probesäule und Lage der Anschlagpegel

In jedem der vier Anschlagpegel werden vor Beginn der Düsenstrahlarbeiten Sensoren zur Schwingungsmessung eingebaut. Die Erfassung der Messwerte erfolgt in Echtzeit und während der gesamten Dauer der Herstellung der lotrechten Probesäule. Sobald der Düsenstrahl einen der Anschlagpegel erreicht, wird dies mithilfe der Messgeber in Echtzeit erfasst und aufgezeichnet. Hierdurch wird die Reichweite des Düsenstrahls im hier anstehenden Baugrund und damit der spätere Säulendurchmesser gemessen.

Eine weitere Überprüfung des Säulendurchmessers erfolgt durch das in Abbildung 7 dargestellte, vertikale Durchbohren der geeigneten Probesäulen in drei Achsen. Während der Herstellung wurde die Achse der geeigneten Probesäulen vermessen, um die innerhalb der Herstelltoleranzen variierende Lage zu erfassen. Auf dieser Grundlage wird die Position der lotrechten Tastbohrungen mittig über einer Probesäule festgelegt. Auch die Tastbohrung wird vermessen, um zu gewährleisten, dass der Abstand zur Mittelachse der Probesäule minimal ist. Sofern dies gegeben ist, erfolgt eine Kernbohrung durch die gesamte Probesäule hindurch. Anhand der Länge des so gewonnenen Bohrkerns wird der Durchmesser der geeigneten Probesäule überprüft.

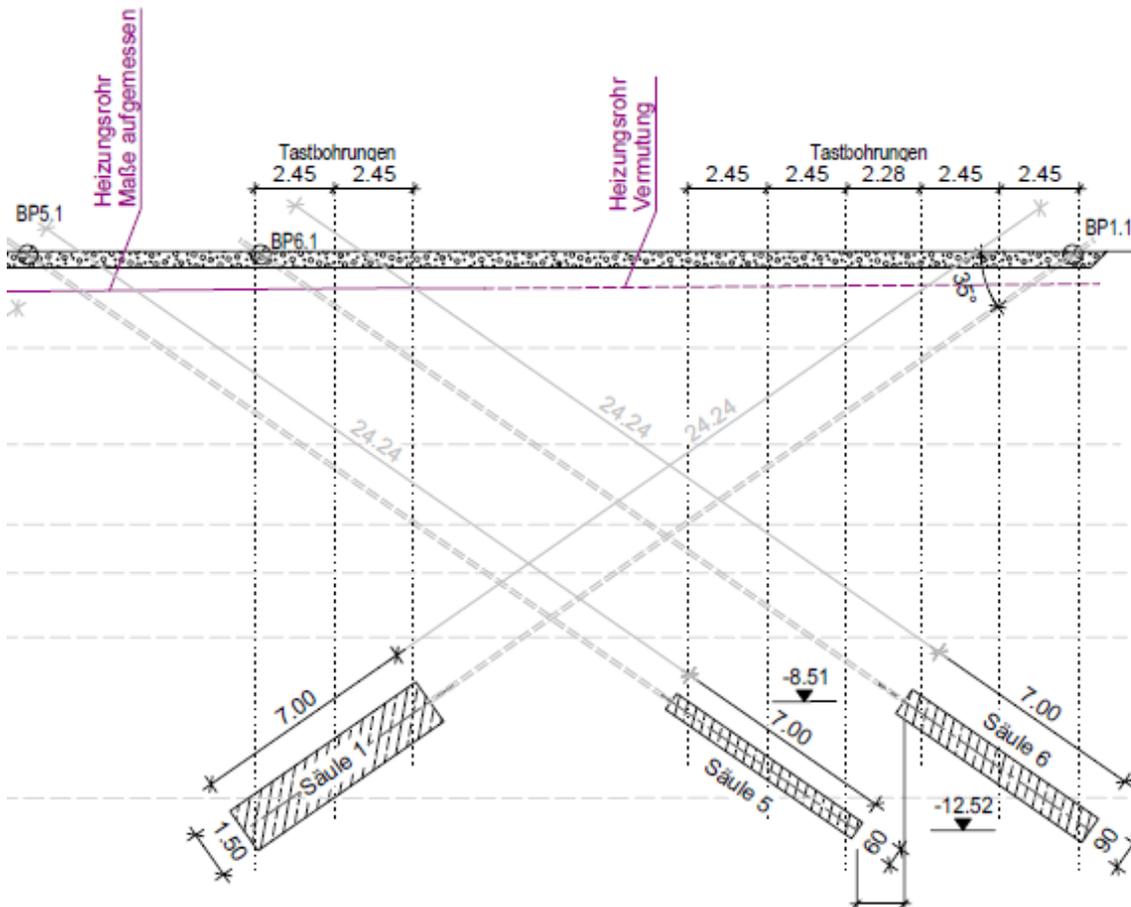


Abbildung 7: Ausgewählte Tast- und Kernbohrungen durch geeignete Probesäulen

Aus den Bohrkernen werden außerdem Zylinderproben für Druckfestigkeitsprüfungen hergestellt. Hierdurch wird die Druckfestigkeit des zementverfestigten Bodenkörpers festgestellt.

4.3.2 Messungen im Zuge der Probelastungen

An die Instrumentierung der axial belasteten Mikroverpresspfähle mit einer Lasteinleitungslänge von $L_E = 8$ m werden grundsätzliche Anforderungen gemäß der EA-Pfähle [1], dort Abschnitt 9.4.2.4, gestellt. Folglich werden hier Kräfte und Verschiebungen am Lasteinleitungspunkt gemessen.

An die Instrumentierung der beiden axial belasteten Mikroverpresspfähle mit einer Lasteinleitungslänge von $L_E = 18$ m und an alle Düsenstrahlpfähle werden hohe Anforderungen gemäß der EA-Pfähle [1], dort Abschnitt 9.4.2.4, gestellt.

Um eine Erfassung der Pfahlmantelreibung in den unterschiedlichen Schichthorizonten zu gewährleisten, werden Mikroverpresspfähle mit unterschiedlichen Längen und Absetztiefen untersucht. Folgende Messungen sind an den Mikroverpresspfählen bzw. Düsenstrahlpfählen vorgesehen.

Verschiebungen

Die vertikalen Verschiebungen des Pfahlkopfes der Mikroverpresspfähle und Düsenstrahlpfähle werden mechanisch mit elektrischen Wegaufnehmern gemessen. Die Messgeber werden an unabhängig von der Belastungseinrichtung gelagerten Messbrücken montiert.

Kräfte

Die Kontrolle der Lasteinleitung erfolgt über Kraftmessdosen zwischen der Presse und dem Belastungsrahmen.

Dehnungen

Der Verlauf der Längsdehnungen der Mikroverpresspfähle mit einer Lasteinleitungslänge von $L_E = 18$ m wird mithilfe von faseroptischen Messverfahren erfasst. Der Verlauf der Längsdehnungen jedes Düsenstrahlpfahls wird ebenfalls mithilfe von faseroptischen Messverfahren erfasst.

4.4 Durchführung der Probelastungen

Die Zugversuche an den Mikroverpresspfählen und den Düsenstrahlpfählen sind als Rückverankerung mit begrenzter Lasteinleitungslänge als „System B“ gemäß Abschnitt 9.4.5.3 der EA-Pfähle [1] auszuführen.

Laststufen

Abbildung 8 sind die Belastung gemäß der EA-Pfähle [1] zu entnehmen. Jede Probelastung umfasst mindestens 8 Laststufen und 8 Zyklen. Tabelle 4 enthält die Zusammenstellung der Laststufen für die Zugversuche an Mikroverpresspfählen und Düsenstrahlpfählen.

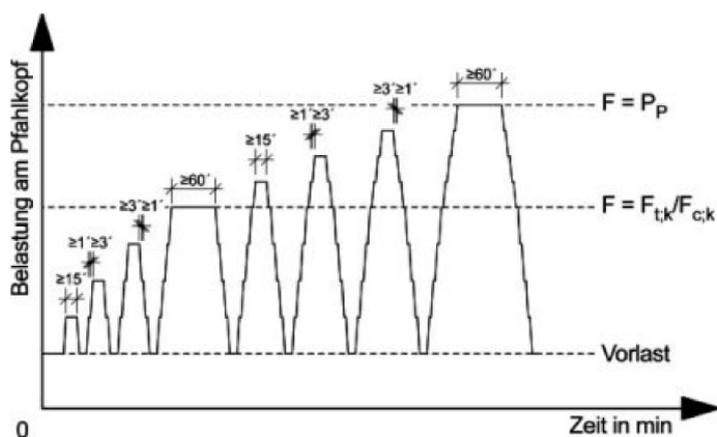


Abbildung 8: Belastungsstufen für das System B gemäß EA-Pfähle [1]

Tabelle 4: Laststufen für die Zugversuche an Mikroverpresspfählen und Düsenstrahlpfählen

Laststufe	Mikroverpresspfähle	Düsenstrahlpfähle
$0,1 \times P_P$	260	360
$0,3 \times P_P$	780	1.080
$0,5 \times P_P \approx F_{t,k}$	1.300	1.800
$0,6 \times P_P$	1.560	2.160
$0,7 \times P_P$	1.820	2.520
$0,8 \times P_P$	2.080	2.880
$0,9 \times P_P$	2.340	3.240
$1,0 \times P_P$	2.600	3.600

5 Vorläufige und erwartete Ergebnisse der Probelastungen

5.1 Untersuchung der Herstellparameter der Düsenstrahlpfähle

Eine vorläufige Auswertung der Ergebnisse der Messungen in dem Anschlagpegel ergab, dass diese wie geplant getroffen wurden. Danach wurden die Soll-Durchmesser von 0,6 m, 0,9 m, 1,2 m und 1,5 m erreicht. Die Ergebnisse deuten weiterhin an, dass die Säulendurchmesser in situ tendenziell etwas größer sind als geplant. Mit zunehmendem Soll-Durchmesser nimmt die Überschreitung jedoch überproportional ab. Die Vermessung der ersten Bohrkern auf der Baustelle bestätigt die Ergebnisse der Messungen mithilfe der Anschlagpegel.

5.2 Pfahlprobelastungen der Düsenstrahl- und der Mikroverpresspfähle

Durch die Variation der Lage und der Länge der Lasteinleitungsstrecken der Mikroverpresspfähle soll der Einfluss der Baugrundsichtung auf das Lastabtragsverhalten untersucht werden. Auf der Grundlage von Erfahrungswerten ist zu erwarten, dass Kieslagen an der Basis der Sande eine Erhöhung des Pfahlwiderstandes bewirken. In den darunterliegenden bindigen Böden ist üblicherweise mit einer geringeren Mantelreibung zu rechnen. Inwiefern dies einen Einfluss auf das Last-Verformungs-Verhalten der Mikroverpresspfähle hat, wird ebenfalls aus den Ergebnissen der Probelastungen ableitbar sein.

Ein Vergleich der Ergebnisse der Probelastungen an den Mikroverpresspfählen in Sand mit denen an den Düsenstrahlpfählen mit geringen Durchmessern ($D = 0,60$ cm) wird einen Aufschluss über den Einfluss des Herstellungsverfahrens auf die spezifische Mantelreibung geben. Hier ist zu vermuten, dass die spezifische Mantelreibung der Mikroverpresspfähle höher ist als die der Düsenstrahlpfähle. Für diese Vermutung spricht, dass die Verpressung mit erheblichem Überdruck und damit der Eintrag von Verpressmörtel in den Porenraum bei den Düsenstrahlpfählen entfällt. Dagegen spricht, dass die von Pohl et al. [4] beschriebene unregelmäßige Oberfläche des Düsenstrahlkörpers eine ebenso feste Verzahnung mit dem Baugrund bewirkt wie die Verpressung, sodass die spezifische Mantelreibung einer ideal ebenen Mantelfläche beider Pfahlsysteme ähnlich sein könnte.

Nach derzeitigem Wissensstand wird bei Düsenstrahlpfählen der Widerstand an der Stirnseite des Düsenstrahlkörpers nicht zum Lastabtrag angesetzt. Der Grund hierfür ist eine vermutete Störzone an der Oberkante des Düsenstrahlkörpers, vgl. [3] und [4]. Zudem ist entsprechend [4] zu erwarten, dass zur Aktivierung des Erdwiderstandes an der Stirnfläche des Düsenstrahlkörpers größere Verformungen erforderlich sind. Diese können sich negativ

auf andere Bauteile (z.B. Spundwand) auswirken. Mithilfe der Glasfasermessungen während der Probelastungen an allen Düsenstrahlpfählen werden Erkenntnisse darüber gewonnen, wie Lasten über die Stirnseite abgetragen werden. Mögliche Abhängigkeiten von der für die Mobilisierung des Stirnwiderstandes erforderlichen Pfahlkopfverschiebung und vom Pfahldurchmesser können auf der Grundlage der Ergebnisse dieser Probelastungen – und insbesondere mithilfe der der faseroptischen Messungen – untersucht werden.

Mögliche Ergebnisse der faseroptischen Messungen sind anhand potenzieller Verläufe der Pfahlnormalkraft über die Tiefe in Abbildung 9 dargestellt. Bei beiden Pfahlsystemen ist damit zu rechnen, dass der Lastabtrag im Bereich der freien Stahllänge nahezu null ist.

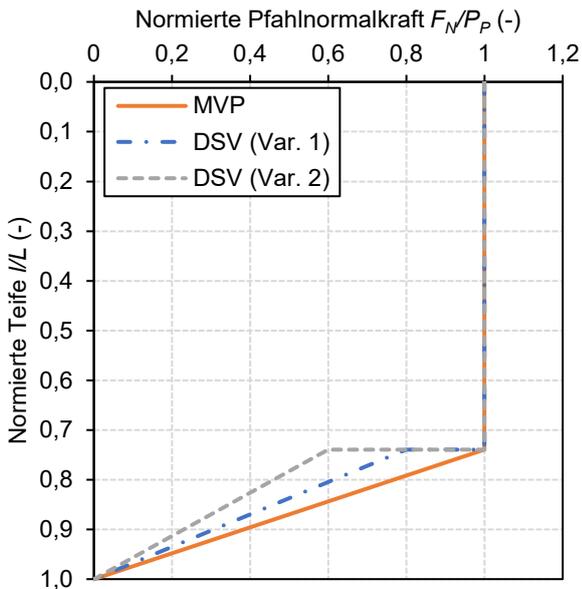


Abbildung 9: Schematische Darstellung potenzieller Ergebnisse der Pfahlprobelastungen

Die Mikroverpresspfähle werden voraussichtlich in jeder Laststufe ausschließlich über die Mantelreibung Lasten in den Baugrund abtragen, sodass die Pfahlnormalkraft mit der Tiefe abnimmt. Erfahrungsgemäß ist nicht mit einem ideal linearen Verlauf wie in Abbildung 9 zu sehen ist zu rechnen, sondern von einer überproportionalen Lasteinleitung im oberen Teil des Mikroverpresspfahl auszugehen.

Für den potenziellen Verlauf der Pfahlnormalkraft über die Tiefe im Bereich der Lasteinleitungsstrecke von Düsenstrahlpfählen gibt es nach derzeitigem Kenntnisstand keine Erkenntnisse. Möglich ist ein mikropfahlähnlicher Verlauf oder eine deutliche Abnahme der Pfahlnormalkraft infolge einer Aktivierung des Stirnwiderstandes. Dieser Effekt und dessen mit Variante 1 und 2 in Abbildung 9 skizzierte Auswirkungen kann wie oben beschrieben von der Kopfverschiebung und dem Pfahldurchmesser abhängig sein.

6 Zusammenfassung und Ausblick

Die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen werden im zweiten Quartal 2024 erwartet. Diese werden dazu genutzt das optimale Verankerungssystem für die neue Uferwand mit 765 m Gesamtlänge zu finden. Darüber hinaus sollen neuartige Erkenntnisse über die bodenmechanischen Mechanismen des Lastabtrags der Mikroverpresspfähle mit Lasteinleitungslängen > 12 m und die der der Düsenstrahlpfähle gewonnen werden. Vor allem die faseroptischen Messungen sollen in diesem Zusammenhang zu einem Erkenntnisgewinn beitragen.

Literaturverzeichnis

- [1] DIN EN 12716:2019-03, Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Düsenstrahlverfahren; Deutsche Fassung
- [2] DGGT (2012): Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“; EA-Pfähle, 2. Auflage, Ernst & Sohn
- [3] Kunth F., J. Ackermann J., A. Beutel-Scholz (2014): Vorgezogene Pfahlprobelastungen an Düsenstrahlpfählen zum Bau der 5. Schleusenammer in Brunsbüttel. 33. Bau- grundtagung, Tagungsband, DGGT.
- [4] Pohl, M., J. Abratis und G. Peschken (2021): Ein technisches Unikat – Rückverankerung mit Düsenstrahlpfählen bei der 5. Schleusenammer Brunsbüttel. Bautechnik, Volume 99, Issue 5, Seite 377 bis 383, Ernst & Sohn
- [5] Produktdatenblatt „Philipp Holzmann-Pfahl“ (unbekannt), Verfasser: Philipp Holzmann AG, Direktion Nord, Niederlassung Hamburg Tiefbau

Die digitale Bodenprobe: Zur Messung granulometrischer und bodenmechanischer Eigenschaften von Sanden mittels Computertomografie

Marius Milatz

Institut für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg (TUHH),
Deutschland

Kurzfassung Im Rahmen des Beitrags wird die Untersuchung granulometrischer und bodenmechanischer Eigenschaften von Sanden mit Hilfe der Computertomografie (CT) vorgestellt. Mit Hilfe von digitalen Bodenproben können makroskopische bodenmechanische Zusammenhänge, wie beispielsweise die innere Reibung von Böden, durch Einblicke auf der Partikelskala und durch Vermessung von Sandkörnern auf dieser Größenskala besser verstanden werden. Die Anwendungsmöglichkeiten der aus CT-Scans hervorgehenden digitalen Zwillinge von Bodenproben bei der Quantifizierung von granulometrischen Eigenschaften sowie für numerische Simulationen auf der Partikelskala werden anhand eines Anwendungsbeispiels herausgestellt und veranschaulicht.

1 Einleitung

1.1 Motivation

Viele bodenmechanische Eigenschaften und Phänomene granularer Böden, wie beispielsweise die Scherfestigkeit oder die Dilatanz als Volumenvergrößerung bei Scherung, rühren von der Interaktion einzelner Bodenkörner auf der Partikelskala her. Die makroskopische Durchlässigkeit einer Bodenprobe ergibt sich aus ihrem Porenraum und den Wegen, die das Wasser durch diesen nehmen muss. Bei Teilsättigung entstehen Kapillareffekte durch Interaktion von Porenwasser und Porenluft ebenfalls im Porenraum und beeinflussen das makroskopisch beobachtbare und messbare hydraulische und mechanische Verhalten des Bodens.

Mit Hilfe bildgebender Verfahren, wie z. B. der Röntgen-Computertomografie (CT), können räumlich hoch aufgelöste statische Daten von Bodenproben gewonnen und mit in situ Experimenten, d. h. mit Versuchen, die im Computertomografen (CT-Scanner) ablaufen, sogar über die Zeit erfasst werden. Im letzteren Fall können zeitabhängige, veränderliche

Prozesse in Böden, wie etwa die Durchströmung mit Porenfluiden oder die mechanische Belastung, mit hoher räumlicher Auflösung und mit für übliche bodenmechanische Vorgänge ausreichender zeitlicher Auflösung untersucht werden [Milatz, 2022].

1.2 Grundlagen

Das Ergebnis eines CT-Scans ist ein dreidimensionales Abbild des gescannten Objektes in Form eines Stapels einzelner zweidimensionaler Schichtbilder, deren Pixel die Schwächung der Röntgenstrahlung bei ihrem Weg durch die Materie in Form eines Graustufenwertes widerspiegeln. Die Schichtbilder werden mit einem mathematischen Algorithmus aus zweidimensionalen Projektionen, die klassischen Röntgenbildern entsprechen und für verschiedene Winkelinkremente aus unterschiedlichen Richtungen aufgenommen werden, berechnet, was als Bildrekonstruktion bezeichnet wird. Zusammengenommen ergeben die Schichtbilder einen Bildstapel, d. h. ein 3D-Bild der räumlichen Dichteverteilung des gescannten Objektes. Den zweidimensionalen Bildpixeln entsprechen im räumlichen Fall die sogenannten Voxel. Die Voxelgröße stellt die räumliche Bildauflösung dar. Sie beträgt im Falle der hier eingesetzten CT wenige Mikrometer, was die hohe Auflösung der hier betrachteten granularen Böden ermöglicht. Die Dichteverteilung kann genutzt werden, um verschiedene Materialien in der gescannten Probe, die die Röntgenstrahlung unterschiedlich stark absorbieren, voneinander zu trennen, was als Segmentierung bezeichnet wird. Auf diese Weise können mittels CT digitale Abbilder von Bodenproben gewonnen werden. Aufgrund der Dichteunterschiede zwischen Bodenkorn, hier Sand, Porenwasser und Porenluft können mit Hilfe geeigneter Segmentierungstechniken die Phasen im Boden voneinander getrennt werden und einzelnen Voxelgruppen mit der entsprechenden Dichte-eigenschaft zugeordnet werden, was vielseitige Messungen an „digitalen Bodenproben“ auf der Makroskala aber auch auf der Partikel- und Porenskala ermöglicht, die der Fokus dieses Beitrags sein sollen.

Durch Vergleich der gemessenen Eigenschaften aus mehreren CT-Scans zu verschiedenen Zeitpunkten in einem Versuch mit mechanischer oder hydraulischer Belastung der Probe lassen sich Veränderungen der genannten Probeneigenschaften untersuchen. Zusätzlich ermöglichen auf digitaler Bildkorrelation oder einfachen Partikel-Tracking-Ansätzen beruhende Analysen der Ergebnisse solcher „in situ CT-Experimente“ die Untersuchung der Partikelkinematik, d. h. der Trajektorien und Rotationen bewegter, sich teilweise berührender Bodenpartikel in der Probe [Andò, 2013].

2 Generierung digitaler Bodenproben mittels CT

2.1 CT-Scans an Bodenproben

Der prinzipielle Versuchsaufbau zur Erfassung eines CT-Scans an einer Bodenprobe ist in Abbildung 1 gezeigt. Die zu scannende Bodenprobe wird inkrementell oder kontinuierlich in einem Röntgenkegelstrahl gedreht, der von einer Laborröntgenquelle erzeugt wird. Neben Kegelstrahlgeometrien existieren auch Röntgenquellen mit einem rechteckigen Strahlquerschnitt, wie es beispielsweise bei Synchrotron-basierter Röntgenstrahlung der Fall ist. Wenn die in Abbildung 1 dargestellte Bodenprobe keine Kohäsion aufweist, um freistehen zu können, wird sie typischerweise in einen Probenhalter eingebaut. Insbesondere bei granularen Böden ist es wichtig, dass die Probenrotation langsam und gleichmäßig erfolgt, sodass keine Partikelbewegungen während der Aufnahme eines Scans auftreten. Eine vorhandene Auflast oder Teilsättigung können die Probe stabilisieren.

Die beim Durchgang durch die Probe abgeschwächte Röntgenstrahlung wird von einem Detektor aufgefangen, der für jedes Winkelinkrement bzw. für jede Projektion ein zweidimensionales Röntgenbild, eine sogenannte Radiografie, aufzeichnet. Die aus vielen verschiedenen Projektionswinkeln aufgenommenen Radiografien werden in der Rekonstruktion zur Berechnung der zweidimensionalen Schichtbilder (Slices) verwendet, die zuletzt übereinander gestapelt den dreidimensionalen CT-Datensatz ergeben.

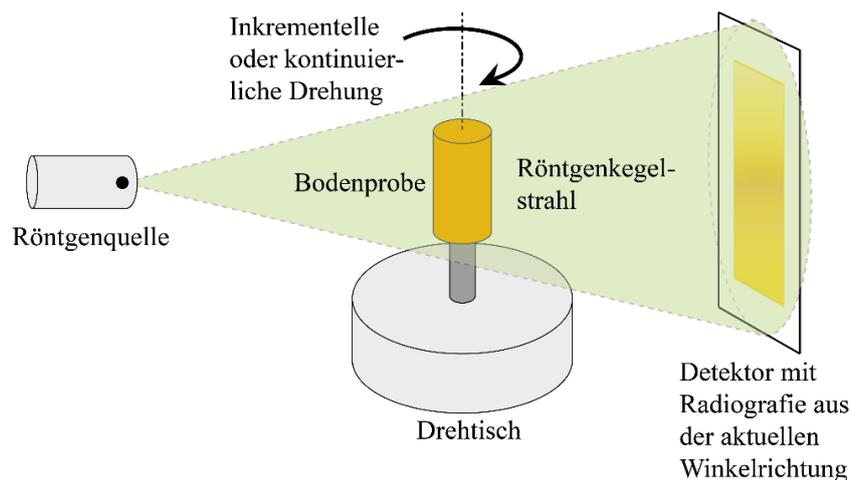


Abbildung 1: Prinzip der Computertomografie an einer Bodenprobe

Bei den dreidimensionalen CT-Datensätzen handelt es sich um Bildstapel, die auch als Matrix-Datenstruktur der Dimension $n_z \times n_y \times n_x$ interpretiert werden können, was für die Bildanalyse nützlich ist. Dabei weisen die einzelnen, einen Pixel dicken Slices

typischerweise n_x Pixel in X-Richtung und n_y Pixel in Y-Richtung auf. Die Bildhöhe ergibt sich aus n_z Pixeln in Z-Richtung, die typischerweise mit der vertikalen Richtung der Drehachse übereinstimmt. Üblicherweise werden isotrope Voxel verwendet, denen die gleiche physikalische Abmessung in allen drei Raumrichtungen zugeordnet ist. Im räumlichen Graustufenbild nach der Rekonstruktion trägt jedes Bildelement der Matrix (n_z, n_y, n_x) einen numerischen Wert, der einem Graustufenwert in einem Bereich diskreter abbildbarer Grauwerte entspricht. Üblicherweise verwendete Farbtiefen der erhaltenen Grauwertbilder sind 8 bit, 16 bit oder 32 bit, wobei sich der Speicherplatzbedarf für die Daten zwischen den genannten zunehmenden drei bit-Farbtiefen jeweils verdoppelt.

Die erzielbare Vergrößerung des Röntgenbildes bzw. Auflösung bei gegebenen Pixeln des Detektors ergibt sich bei einem Kegelstrahl aus der relativen Position zwischen Drehachse der Probe und der Röntgenquelle. Durch den Kegelstrahl entsteht eine geometrische Vergrößerung ähnlich wie bei einer Lupe. Weitere Parameter beim Scannen von Bodenproben sind die eingesetzte Röntgenenergie und die Scanzeit, die durch die gewählte Anzahl der Projektionen (Winkelinkremente), die Belichtungszeit und ggf. Mittelung der Messwerte einzelner Projektionen beeinflusst wird. Die Röntgenenergie muss hoch genug sein, um die Probe bei gegebenem Material und gegebener Dicke zu durchdringen. Soll die ganze Bodenprobe bei festgelegter möglichst hoher Auflösung (geringe Voxelgröße) gemessen werden, sind typischerweise deren geometrische Abmessungen limitiert und müssen im Field of view liegen. Alternativ kann auch nur ein Teilbereich einer Probe (Region of interest) gescannt werden, oder es müssen geringere Auflösungen (höhere Voxelgrößen) in Kauf genommen werden. Je nach Fragestellung muss außerdem ein Kompromiss gefunden werden zwischen der Scanzeit und dem Signal-zu-Rauschen-Verhältnis, das durch Erhöhung der Projektionen, der Belichtungszeit und durch Mittelwertbildung mehrfach wiederholter Messungen erhöht werden kann. Jedes CT-Bild enthält unvermeidliches Bildrauschen. Hinzu kommen sogenannte Artefakte, die zu Messfehlern und einer Einschränkung der Bildqualität führen. Beispiele sind Bewegungsartefakte, Beam-Hardening-Artefakte und Metallartefakte.

2.2 CT-Datenaufbereitung

Nach der Erfassung von CT-Daten schließen sich häufig digitale Arbeitsschritte an, in denen die Bilddaten verbessert und tiefgehend analysiert werden. Ein für CT-Daten von Sanden eingesetzter Arbeitsablauf wird nachfolgend beschrieben und ist exemplarisch in den

Abbildungen 2 und 3 an einem in Milatz et al. (2021) dokumentierten Datensatz aus teilgesättigtem Hamburger Sand, einem an der TUHH eingesetzten Modellboden, veranschaulicht.

Um das Bildrauschen und ggf. vorhandene Artefakte in CT-Daten zu reduzieren, können während der Rekonstruktion aber auch in einem nachgeschalteten Postprocessing Filter eingesetzt werden. Bei den eingesetzten Filtern ist zu beachten, dass diese nicht zu einem Verschmieren von Objektkanten führen. Dies würde bei CT-Scans mit dem Ziel der Abbildung einzelner Sandkörner zu einer Veränderung der Kornform führen. Das Ergebnis eines Non-Local-Means Filters, wie er in der Python-Bibliothek *scikit-image* [van der Walt et al., 2014] implementiert ist, ist in den Abbildungen 2 (b) und 3 (b) dargestellt. Der Filter erhält die Kornkanten und reduziert effektiv das Bildrauschen.

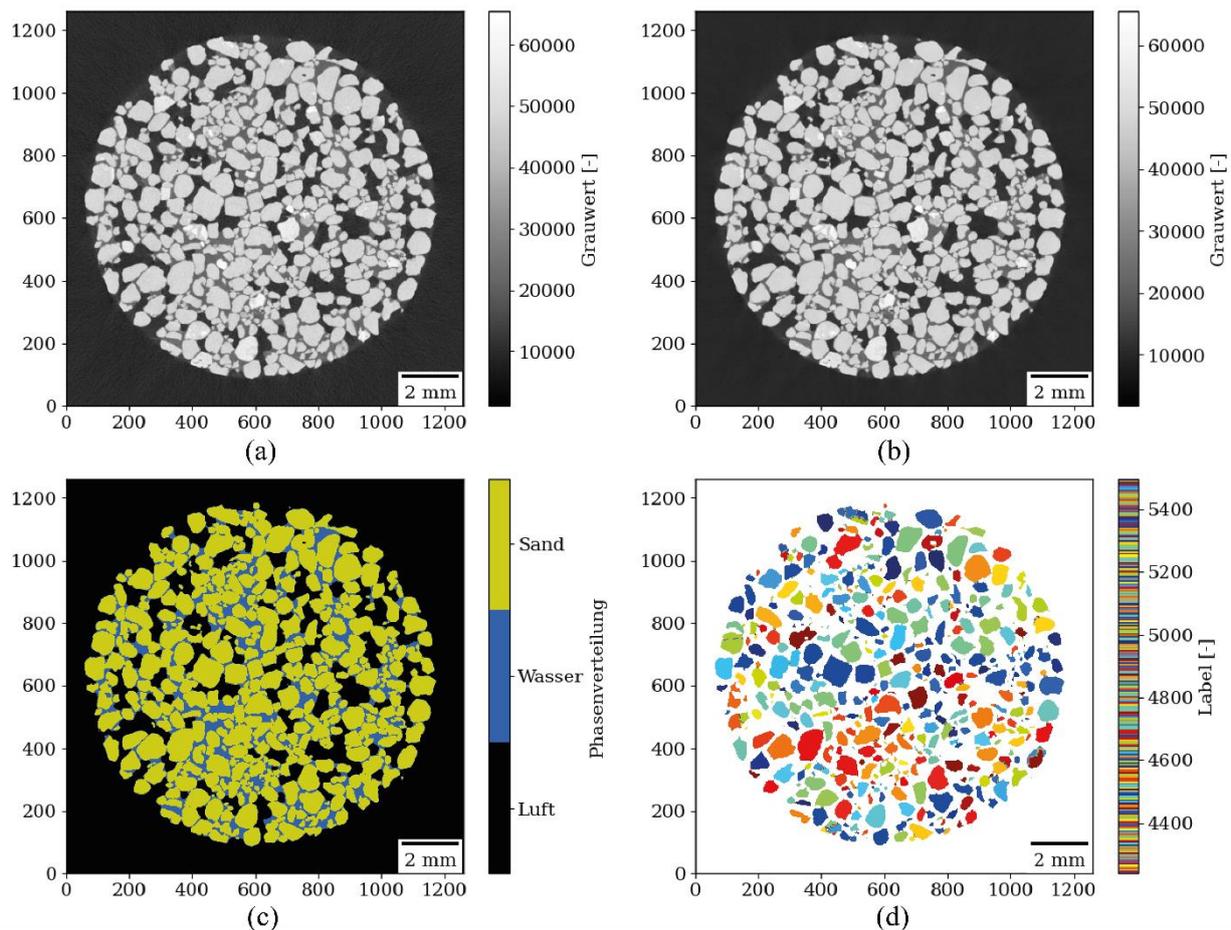


Abbildung 2: Schritte der CT-Datenauswertung am Beispiel eines Probenquerschnitts aus Hamburger Sand: (a) Graustufenbild der Rohdaten, (b) gefilterte Rohdaten, (c) segmentierte Daten, (d) Label der Sandkörner

Nach einer Verbesserung der Bildqualität durch Filter erfolgt in der Regel die Segmentierung der CT-Daten. Dieser Arbeitsschritt umfasst die Zuordnung der Voxel zu diskreten Materialphasen. Im Falle geomechanischer Untersuchungen an Bodenproben können so das Korngerüst vom Porenraum, der oft mit Luft und/oder Wasser gefüllt ist, und bei ausreichend hoher Auflösung einzelne Sandkörner vom Rest des Porenvolumens segmentiert werden. Bei teilgesättigten Proben ist weiterhin eine Unterscheidung von Porenluft und Porenwasser im Porenraum möglich, wie in den Abbildungen 2 und 3 (c) zu sehen ist. Wesentlich für die Segmentierung ist bei der Röntgencomputertomografie die unterschiedliche Abschwächung der Röntgenstrahlung durch verschieden dichte Materialphasen. Liefert der Dichteunterschied zweier benachbarter Materialphasen, wie z. B. Luft und Wasser, zu wenig Kontrast, ist es möglich Kontrastmittel einzusetzen, beispielsweise durch eine Impfung des Porenwassers mit einer Kalium-Iodid-Lösung, was jedoch die chemischen Eigenschaften des Wassers verändert. Auf eine Impfung des Porenwassers wurde hier verzichtet.

Auf Basis der segmentierten CT-Daten sind weitere Analysen möglich. Mit Fokus auf granulare Böden erlaubt die Unterscheidung einzelner Bodenkörner, das sogenannte Labelling, die Untersuchung granulometrischer Eigenschaften sowie der Kontakteigenschaften der Sandkörner in einer Probe. Jeder als individuelles Bodenkorn identifizierte Bildbereich erhält eine diskrete Nummer als Label, während der Hintergrund (Porenraum) häufig mit einer Null gelabelt wird. Um die Eigenschaften einer großen Anzahl von Sandkörnern auf Basis des gelabelten Datensatzes vermessen zu können, müssen Körner, die den Rand des Bildes berühren und abgeschnitten sind, entfernt werden. Hierfür existiert der sogenannte Border Kill Algorithmus, der ebenfalls in der Python-Bibliothek *scikit-image* implementiert ist. Ein Probenquerschnitt und Längsschnitt mit gelabelten Sandkörnern nach dem Border Kill ist in den Abbildungen 2 (d) und 3 (d) dargestellt. Trotz aller sich eröffnenden Möglichkeiten der diskreten Analyse von Einzelpartikeleigenschaften und Gefügeeigenschaften des Korngerüsts enthält das Labelling häufig auch Fehler in Form einer sogenannten Über- oder Untersegmentierung, bei der einzelne Sandkörner künstlich unterteilt werden bzw. mehrere Sandkörner fälschlicherweise als ein einziges Sandkorn detektiert werden. Möglichkeiten zur Heilung insbesondere der Übersegmentierung beim Labelling sind u. a. in Wiebicke (2020) angegeben.

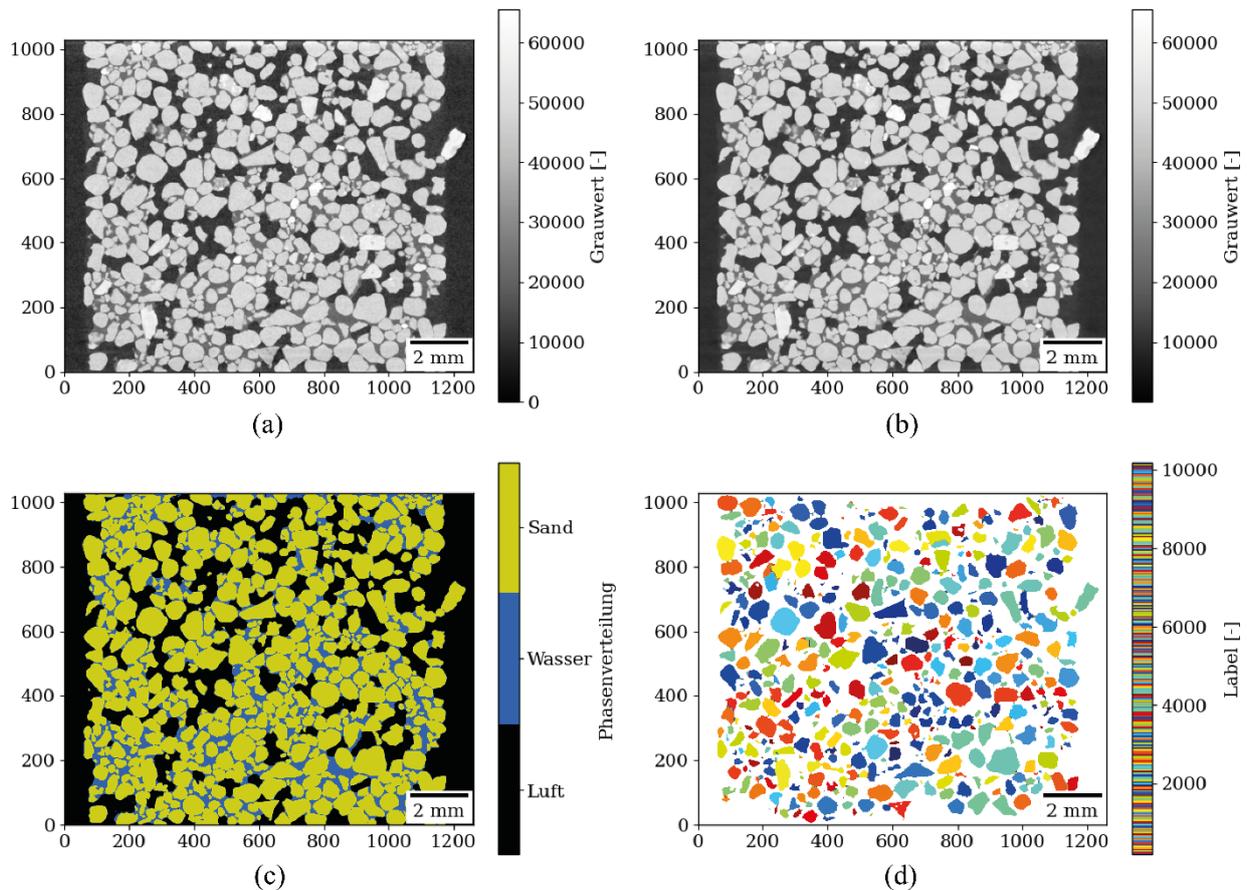


Abbildung 3: Schritte der CT-Datenauswertung am Beispiel eines vertikalen Schnitts durch eine Probe aus Hamburger Sand: (a) Graustufenbild der Rohdaten, (b) gefilterte Rohdaten, (c) segmentierte Daten, (d) Label der Sandkörner nach dem Border Kill

2.3 Möglichkeiten der quantitativen CT-Datenanalyse

An einer in die natürlichen Komponenten Luft, Wasser und Feststoff segmentierten digitalisierten Sandprobe lassen sich beispielsweise folgende diskrete oder makroskopische, d. h. gemittelte, kontinuumsmechanische Eigenschaften messen:

- Granulometrische Eigenschaften: Korngrößen (äquivalente Korndurchmesser) und ihre Verteilung, Kornform, z. B. über die Sphärizität nach Wadell (1935) oder andere Kornform-Parameter [Rorato et al., 2019]
- Eigenschaften des Korngerüsts und Korngefüges („Fabric“): Koordinationszahl (Anzahl der Kontaktpartner je Bodenpartikel) und ihr Mittelwert für die ganze Probe, Orientierungen der Kornkontakte [Wiebicke, 2020], spezifische Kornoberfläche
- Eigenschaften des Porenraums: Porosität und Porenzahl
- Bei Teilsättigung: Verteilung und Kontinuität von Porenluft und Porenwasser, Größe und Form von Wasser- und Gas-Clustern, Sättigungsgrad, Phasengrenzflächen,

benetzte Oberfläche und Anzahl der Kontakte mit unabhängigen Wasser-Clustern je Partikel

Über die quantitative Analyse von hydraulischen und mechanischen Eigenschaften hinaus lässt sich die digitalisierte Bodenprobe auch für numerische Simulationen auf der Poren- bzw. Partikelskala einsetzen. Hierfür erfolgt i. d. R. eine Diskretisierung des Porenraums oder der einzelnen Bodenkörner basierend auf den segmentierten CT-Daten.

3 Anwendungsbeispiel

3.1 Ein digitaler Zwilling aus Hamburger Sand

Als Anwendungsbeispiel der CT-Datenanalyse einer digitalisierten Bodenprobe aus teilgesättigtem Hamburger Sand werden die bereits in den Abbildungen 2 und 3 in Form von Schnittbildern visualisierten Daten betrachtet. Der gelabelte CT-Datensatz enthält 9951 individuelle Partikel, wobei hier keine Algorithmen zur Heilung von Übersegmentierung eingesetzt wurden. Eine 3D-Visualisierung des digitalen Zwillings der betrachteten Sandprobe ist in der Abbildung 4 dargestellt.

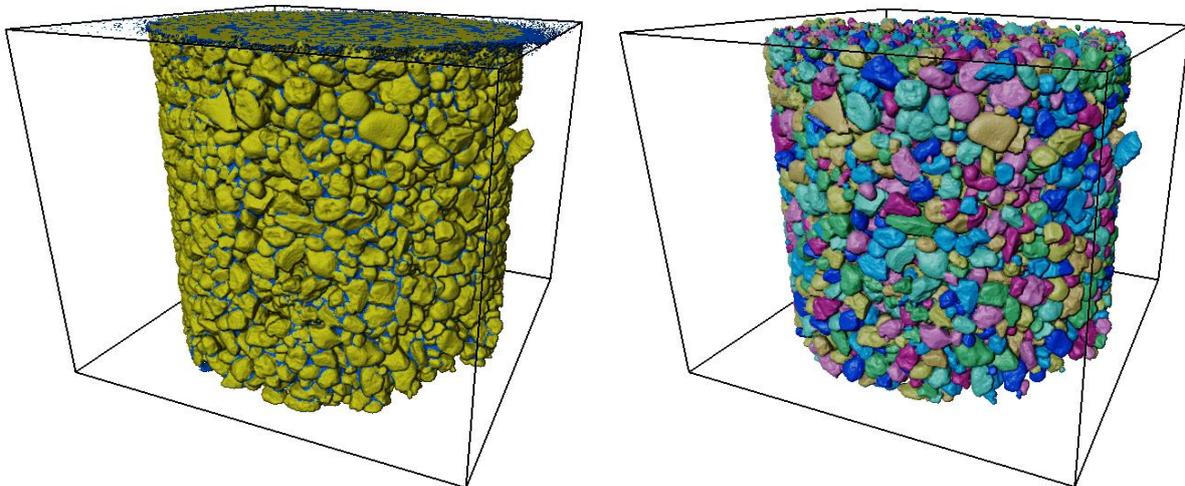


Abbildung 4: 3D-Visualisierung der segmentierten Phasen (links) und der gelabelten Sandkörner nach dem Border Kill (rechts) in der betrachteten Probe aus Hamburger Sand

3.2 Kontinuumsmechanische Eigenschaften und Homogenität der Probe

Zur Untersuchung der Genauigkeit der CT-Daten und der Homogenität der digitalisierten Sandprobe wird auf Basis der in den Abbildungen 2 (c) bzw. 3 (c) gezeigten segmentierten CT-Daten eine sogenannte REV-Analyse durchgeführt, bei der ein Repräsentatives

Element-Volumen (REV) untersucht wird, in dem stabile Zustandsvariablen, z. B. die Porenzahl oder der Sättigungsgrad, vorliegen. Dafür werden diese Größen in einem würfelförmigen Subvolumen in der Mitte des CT-Datensatzes berechnet, dessen Kantenlänge in Voxeln bzw. Pixeln (px, 1 px = 0,011 mm) schrittweise erhöht wird. Auf diese Weise lassen sich die berechneten Zustandsvariablen über die Kantenlänge des Würfels auftragen und es kann eine Kantenlänge ermittelt werden, ab der die Zustandsvariablen sich stabilisieren. Die Ergebnisse der REV-Analyse zusammen mit dem größten betrachteten REV-Würfel sind in Abbildung 5 dargestellt und ergeben eine Kantenlänge von etwa 300 px, wenn die Porenzahl und der Sättigungsgrad zusammen betrachtet werden, was bei einer Voxelgröße von 0,011 mm einer Kantenlänge von 3,3 mm entspricht. Die aus den CT-Daten so berechnete Porenzahl beträgt $e_{REV} = 0,628$. Der Sättigungsgrad ergibt sich zu $S_{r,REV} = 0,446$. Die Übereinstimmung mit den makroskopischen, d. h. aus der Probenherstellung und Probengeometrie ermittelten, Probeneigenschaften $e_{makro} = 0,6383$ und $S_{r,makro} = 0,4153$ aus Milatz et al. (2021) ist insbesondere für die Porenzahl als gut zu bewerten.

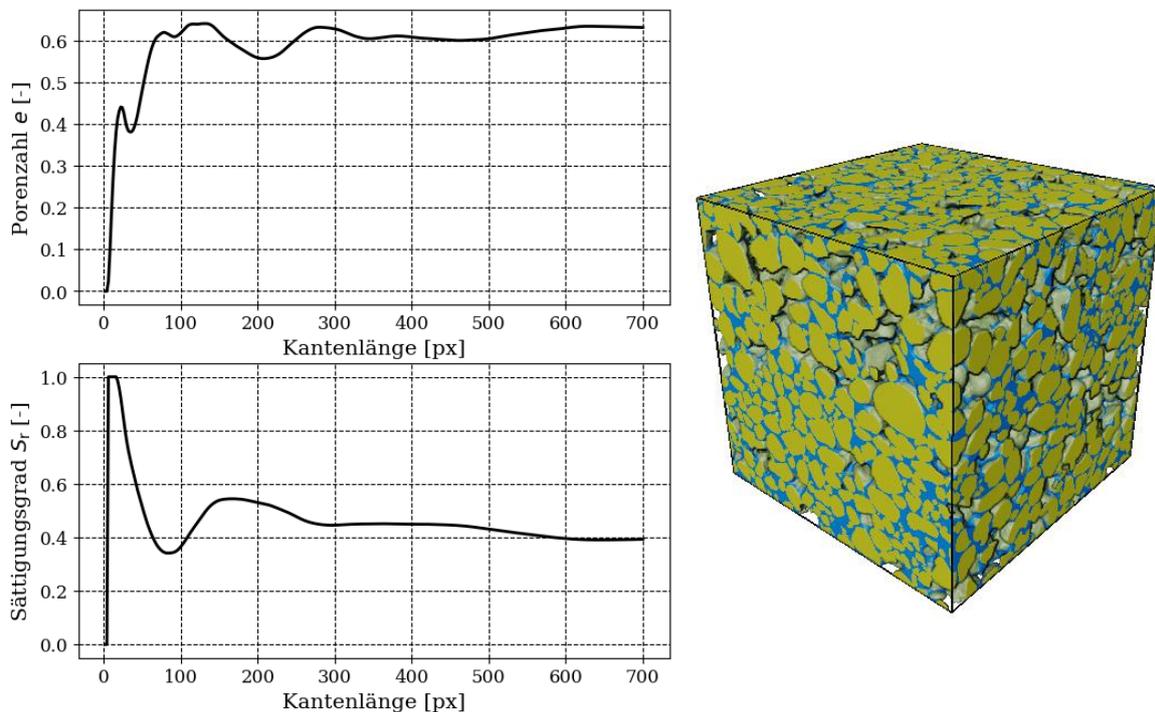


Abbildung 5: Ergebnis einer REV-Analyse zum Zusammenhang zwischen Gebietsgröße in Pixeln „px“ des REV und makroskopischer Porenzahl bzw. Sättigungsgrad (links) und maximal großer REV-Würfel mit einer Kantenlänge von 700 px (rechts)

Zur Untersuchung der Verteilung der Porenzahl und des Sättigungsgrads über die Probenhöhe werden die beiden Zustandsvariablen schichtweise berechnet und dann über die Probenhöhe aufgetragen, wie in Abbildung 6 zu sehen ist. Die betrachteten Zustandsvariablen zeigen eine charakteristische Streuung um die jeweiligen Mittelwerte von $e = 0,645$ und $S_r = 0,396$, die sehr gut mit den makroskopischen Werten $e_{\text{makro}} = 0,6383$ und $S_{r,\text{makro}} = 0,4153$ übereinstimmen. Das Wasser wird bei dem betrachteten Sättigungsgrad im Sand aufgrund der Kapillarität generell sehr gut gehalten, es ergibt sich aber dennoch tendenziell eine geringfügige Zunahme des Wassergehaltes in Richtung des Probenfußes. Darüber hinaus zeigen sich Bereiche über die Probenhöhe, in denen der Sättigungsgrad über eine gewisse Höhe lokal höher oder niedriger ist. In den Bereichen höheren Sättigungsgrades ist die Porenzahl tendenziell geringer. Das Ausbrechen der berechneten Kurven an den Rändern hängt im Falle der Porenzahl mit dort auftretenden sehr großen Poren zusammen. Hier liegt eine wirkliche Inhomogenität nahe dem Probensockel vor, die dort auch zu der starken Abnahme des Sättigungsgrads führt. Der starke Anstieg des Sättigungsgrads an der Oberkante des betrachteten Gebietes hängt mit dort auftretendem Bildrauschen durch die nahe Probenkopfplatte zusammen, was in der Segmentierung zur vermehrten Detektion von Wasser-Voxeln im Porenraum führt.

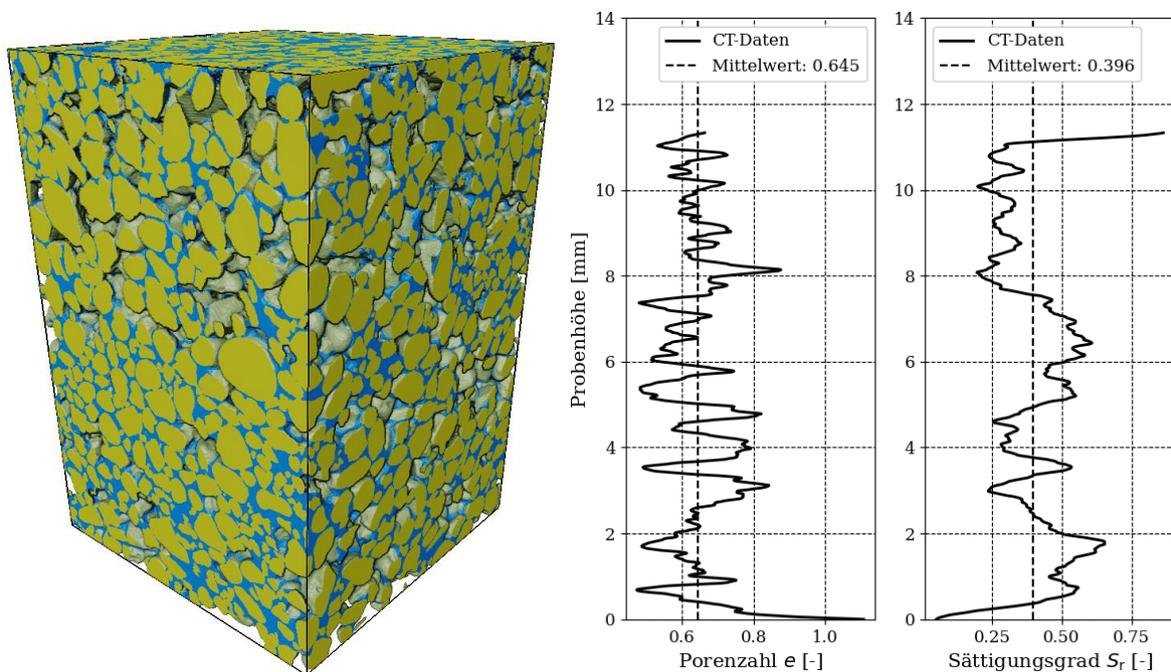


Abbildung 6: Verteilung der für einzelne Slices berechneten Porenzahl bzw. des Sättigungsgrads über die Probenhöhe des links dargestellten Subvolumens

3.3 Diskrete Eigenschaften der Probe

Basierend auf den gelabelten digitalen Sandkörnern wird aus der Anzahl ihrer Voxel und deren Volumen für jedes Partikel ein äquivalenter Korndurchmesser berechnet. Aus den so ermittelten Partikelgrößen lässt sich eine Korngrößenverteilung berechnen, die für die aus 9951 Sandkörnern bestehende Probe in Abbildung 7 dargestellt ist. Die auf CT-Daten beruhende kontinuierliche Sieblinie zeigt eine große Ähnlichkeit zur konventionellen Sieblinie, weist generell aber eine geringere mittlere Korngröße auf. Dies könnte zum einen an der begrenzten Partikelanzahl liegen, zum anderen aber auch an der Übersegmentierung und an vorhandenen Einzelpartikeln, die nur wenige Voxel groß sind und möglicherweise auf Bildrauschen und eine fehlerhafte Segmentierung zurückgehen. Aufgrund der nur wenigen verfügbaren Datenpunkte der konventionellen Sieblinie kann die Abweichung aber auch nur für die vorhandenen Siebgrößen bewertet werden.

Neben der Korngrößenverteilung lassen sich auch andere granulometrische Eigenschaften des betrachteten Bodens berechnen. Für bodenmechanische Fragestellungen, wie z. B. das Scherverhalten, von Interesse ist die Kornform. Diese lässt sich für dreidimensionale Körper mit der Sphärizität nach Wadell (1935) beschreiben, die sich aus dem Volumen und der Oberfläche des betrachteten Körpers berechnet. Eine Häufigkeitsverteilung der Sphärizität der Sandkörner ist ebenfalls in Abbildung 7 dargestellt. Bei der Analyse der Sphärizität wurden sehr kleine, nur aus einem bis wenigen Pixeln bestehende Partikel ausgeschlossen, indem die berechnete Sphärizität zwischen 0 und 1 eingegrenzt wurde. In der Probe liegen 203 Partikel außerhalb dieses Bereiches. Für diese Partikel kann die Oberfläche nicht gut erfasst werden, was zu unsinnigen Sphärizitätswerten führt. Die mittlere Sphärizität auf Basis der $9951 - 203 = 9748$ Partikel, für die „gute“ Sphärizitätswerte ermittelt wurden, liegt bei $\psi \approx 0,79$.

Eine Kenngröße zur Beschreibung von Korngerüsten und den vorhandenen Partikelkontakten ist die Koordinationszahl. Diese gibt an, wieviele Nachbarpartikel in mechanischem Kontakt jedes Partikel in einer Partikelpackung hat. Ein Histogramm der Häufigkeiten der in der Probe auftretenden Koordinationszahlen ist ebenfalls in Abbildung 7 dargestellt. Es ergibt sich eine linksschiefe Verteilung mit einem Mittelwert von 6,64, d. h. die Sandkörner in der betrachteten Packung haben im Mittel 6,64 Kontaktpartner. Dieser Wert kann sich bei mechanischer Belastung der Probe ändern, wie u. a. aus Milatz et al. (2021) hervorgeht. So führt Dilatanz der Probe zu einer Reduktion der Koordinationszahl.

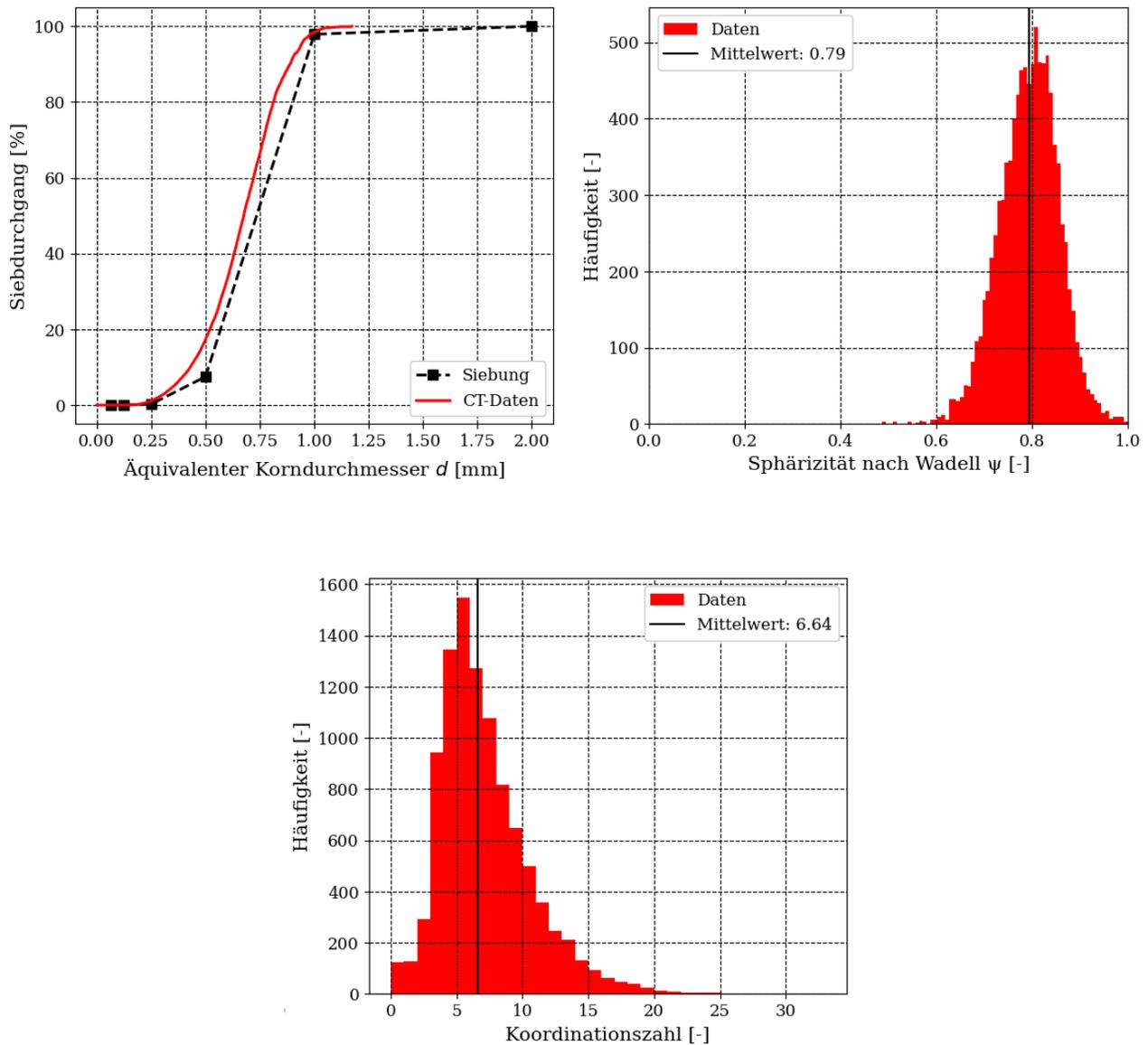


Abbildung 7: Aus den CT-Daten berechnete Korngrößenverteilung im Vergleich zur mittels Siebung bestimmten Korngrößenverteilung des Hamburger Sandes (oben links), Verteilung der Sphärizität nach Wadell der Einzelkörner (oben rechts) und Verteilung der Koordinationszahl (unten Mitte)

Die diskrete Analyse der Partikeleigenschaften basierend auf den CT-Daten erlaubt weiterhin die Untersuchung von Zusammenhängen zwischen einzelnen Parametern. So ergibt die Darstellung der Zusammenhänge zwischen Partikelvolumen und Sphärizität sowie zwischen Partikelvolumen und Koordinationszahl in Form von zweidimensionalen Histogrammen in Abbildung 8, dass kleinere Partikel eine Tendenz zu höherer Sphärizität zeigen, d. h. runder sind, und dass die Koordinationszahl mit zunehmendem Partikelvolumen ansteigt. Diese und weitere Analysen erlauben es, für verschiedene Sande

sowie für ihre mechanischen Packungseigenschaften und weitere Eigenschaften, etwa im Zusammenhang mit der Teilsättigung, charakteristische Fingerabdrücke zu ermitteln, die verschiedene Proben und Zustände vergleichbar machen.

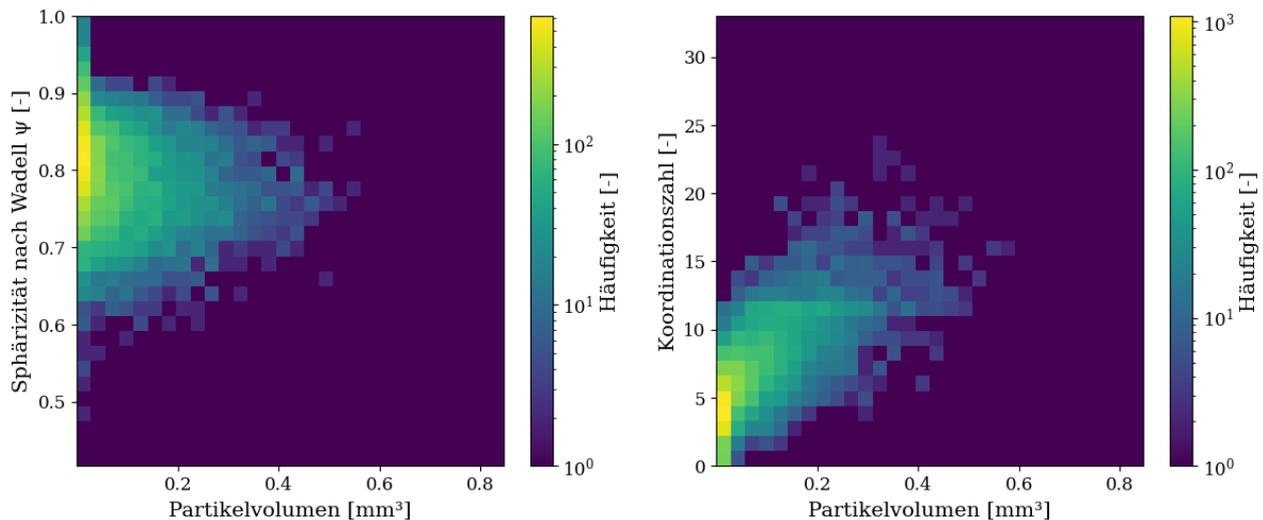


Abbildung 8: Zweidimensionale Histogramme der Sphärizität (links) und der Koordinationszahl (rechts), dargestellt über das Partikelvolumen

3.4 Der digitale Zwilling für partikelmechanische Simulationen

Zuletzt soll aufgezeigt werden, wie der hier betrachtete digitale Zwilling einer Bodenprobe aus Hamburger Sand für partikelmechanische Simulationen von trockenen Korngerüsten eingesetzt werden kann. Beispiele für die Simulation der Fluidphasen im Porenraum eines digitalen Bodenmodells finden sich beispielsweise in Milatz (2022). Die hier gewählte Methode für die Simulation der mechanischen Interaktion einer Vielzahl von Partikeln ist die Diskrete-Elemente-Methode (DEM) nach Cundall und Strack (1979). Um beliebig geformte Partikel abbilden zu können, existieren inzwischen verschiedene auf der DEM aufbauende numerische Methoden, darunter die Level Set DEM (LS DEM) nach Kawamoto et al. (2016) oder die Finite-Diskrete-Elemente-Methode (FDEM), vorgeschlagen von Munjiza (2004). Bei der FDEM wird jedes Partikel durch ein eigenes FE-Netz repräsentiert. Dabei können Volumenelemente zur Abbildung des gesamten Partikelvolumens oder Flächenelemente zur Berücksichtigung der Partikeloberflächen verwendet werden. Über die Feinheit der individuellen FE-Netze ergibt sich eine Approximation der Partikeloberflächen, die mit ihren Knoten, Kanten und Flächen über Kontaktformulierungen in mechanischen Kontakt treten können.

Am Beispiel der hier betrachteten Probe erfolgt eine Vernetzung unter Verwendung der Python-Bibliothek *pygalmesh* [Schlömer, 2024]. Ausgehend von den 9951 enthaltenen diskreten Partikeln wurden 9803 separate FE-Netze bestehend aus 3D Tetraeder-Volumenelementen erstellt, die im FE-Modell der Bodenprobe in Abbildung 9 dargestellt sind. Bei der Vernetzung wurden sehr kleine als separate Partikel detektierte Labelsets, die maximal aus zehn Voxeln bestehen, ausgeschlossen, woraus die Differenz zu den 9951 Ursprungspartikeln resultiert. Zu kleine und sehr abstrakt geformte Gebilde aus nur wenigen Voxeln, die u. a. auf Bildrauschen und/oder schlechter Segmentierung beruhen, lassen sich nicht ohne Probleme vernetzen. Das räumliche Partikelmodell kann schließlich für diskrete Partikelsimulationen mit einer sehr großen Ähnlichkeit zur Originalprobe eingesetzt werden. Dies umfasst beispielsweise die Simulation bodenmechanischer Scherversuche zum Studium des Zusammenhangs zwischen der Scherung und den Partikelrotationen.

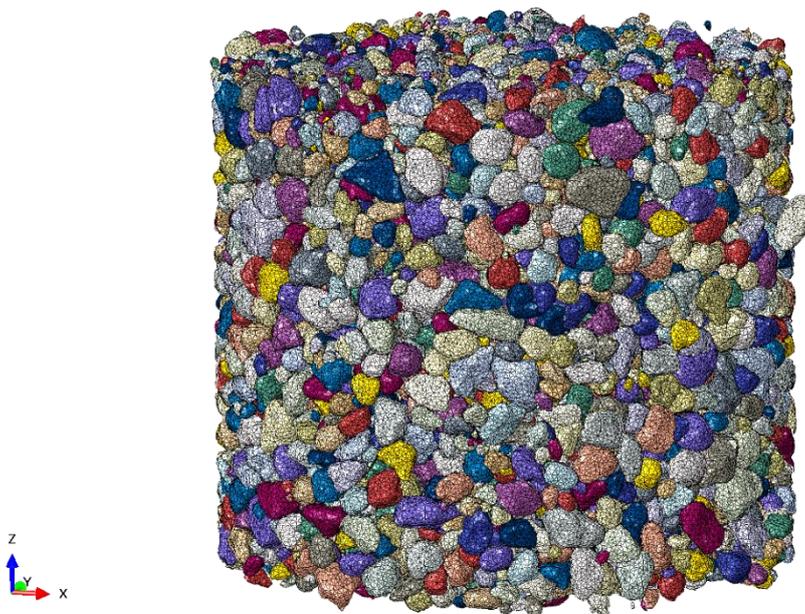


Abbildung 9: FE-Modell der digitalen Bodenprobe aus Hamburger Sand

4 Zusammenfassung und Ausblick

In diesem Beitrag wurde aufgezeigt, wie die Computertomografie zum Studium verschiedener granulometrischer und bodenmechanischer Eigenschaften von Sanden eingesetzt werden kann. Die hohe Auflösung von CT-Daten sowie die Möglichkeit der Segmentierung in verschiedene vorhandene Materialphasen erlauben eine Vermessung der Korngeometrien sowie die Ableitung zahlreicher quantitativer Eigenschaften des

Korngerüsts und Porenraums im Wechselspiel mit ggf. vorhandenen Porenfluiden, wie etwa Luft und Wasser bei Teilsättigung. Mit Hilfe von in situ CT-Experimenten, d. h. Versuchen, die im CT-Scanner ablaufen, können zeitliche Prozesse untersucht werden, z. B. das Materialverhalten während der Scherung oder Durchströmung einer Probe. Wie am Beispiel einer Probe aus Hamburger Sand, einem an der TUHH verwendeten Modellboden, gezeigt, bieten hoch aufgelöste CT-Daten darüber hinaus die Grundlage für die Erstellung eines digitalen Zwillings einzelner Sandkörner oder der ganzen Probe, um mit großer Ähnlichkeit zur realen Probe diskrete Partikelsimulationen, etwa mit der Finite-Diskrete-Elemente-Methode (FDEM) durchzuführen. In Zukunft soll die CT-Bildgebung zusammen mit digitalisierten Bodenmodellen und der FDEM eingesetzt werden, um den Zusammenhang verschiedener im Sand auftretender mikromechanischer und -hydraulischer Vorgänge mit dem makroskopischen Bodenverhalten zu untersuchen. Zur Modellierung der Interaktion von Sand und Wasser, etwa bei Teilsättigung, müssen die numerischen Modelle zukünftig erweitert werden.

Literatur

Andò, E.: Experimental investigation of microstructural changes in deforming granular media using x-ray tomography. PhD thesis. Mechanics [physics.med-ph]. Université de Grenoble, 2013

Cundall, P. A.; Strack, O. D.: A discrete numerical model for granular assemblies. In: *Géotechnique* 29(1), S. 47–65. DOI: [10.1680/geot.1979.29.1.47](https://doi.org/10.1680/geot.1979.29.1.47), 1979

Kawamoto, R.; Andò, E.; Viggiani, G.; Andrade, J. E.: Level set discrete element method for three-dimensional computations with triaxial case study. In: *Journal of the Mechanics and Physics of Solids* 91, S. 1–13. DOI: [10.1016/j.jmps.2016.02.021](https://doi.org/10.1016/j.jmps.2016.02.021), 2016

Milatz, M.: Investigation of capillary effects on the grain scale by means of in situ experiments, imaging and numerical simulations. Habilitationsschrift. *Veröffentlichungen des Instituts für Geotechnik und Baubetrieb, Technische Universität Hamburg*, Band 56, DOI: [10.15480/882.4803](https://doi.org/10.15480/882.4803), 2022

Milatz, M.; Hüsener, N.; Andò, E.; Viggiani, G.; Grabe, J.: Quantitative 3D imaging of partially saturated granular materials under uniaxial compression. In: *Acta Geotechnica* 16, S. 3573–3600, DOI: [10.1007/s11440-021-01315-5](https://doi.org/10.1007/s11440-021-01315-5), 2021

Munjiza, A.: The Combined Finite-Discrete Element Method. John Wiley & Sons, Ltd., 2004

Rorato, R.; Arroyo, M.; Andò, E.; Gens, A.: Sphericity measures of sand grains. In: *Engineering Geology* 254, 43–53, DOI: [10.1016/j.enggeo.2019.04.006](https://doi.org/10.1016/j.enggeo.2019.04.006), 2019

Schlömer, N.: pygalmesh: Python interface for CGAL's meshing tools. URL: <https://github.com/meshpro/pygalmesh>. Zuletzt abgerufen am 29.01.2024.

van der Walt, S.; Schönberger, J. L.; Nunez-Iglesias, J.; Boulogne, F.; Warner, J. D.; Yager, N.; Guillard, E.; Yu, T. und die scikit-image contributors: scikit-image: Image processing in Python. In: *PeerJ*, 2:e453, DOI: [10.7717/peerj.453](https://doi.org/10.7717/peerj.453), 2014

Wadell, H.: Volume, Shape and Roundness of Quartz Particles. In: *Journal of Geology* 43(3), S. 250–280, 1935

Wiebicke, M.: Experimental analysis of the evolution of fabric in granular soils upon monotonic loading and load reversals. Dissertation. *Institut für Geotechnik, Technische Universität Dresden*, 2020

Autor

Dr.-Ing. habil. Marius Milatz

marius.milatz@tuhh.de

Institut für Geotechnik und Baubetrieb

Technische Universität Hamburg

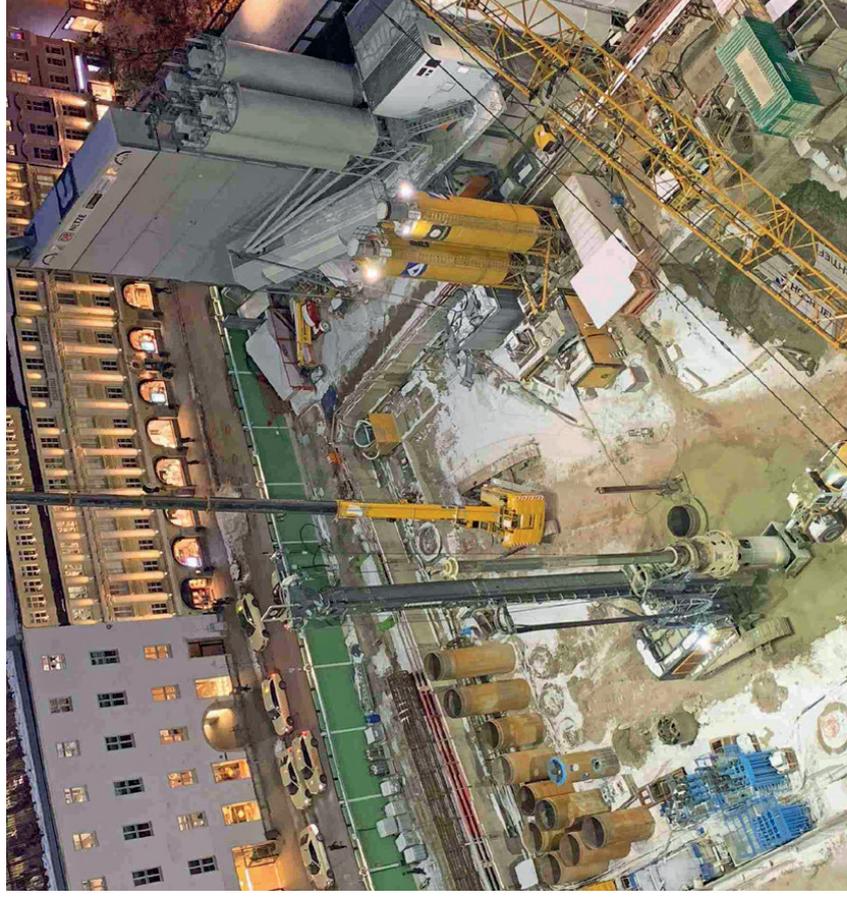
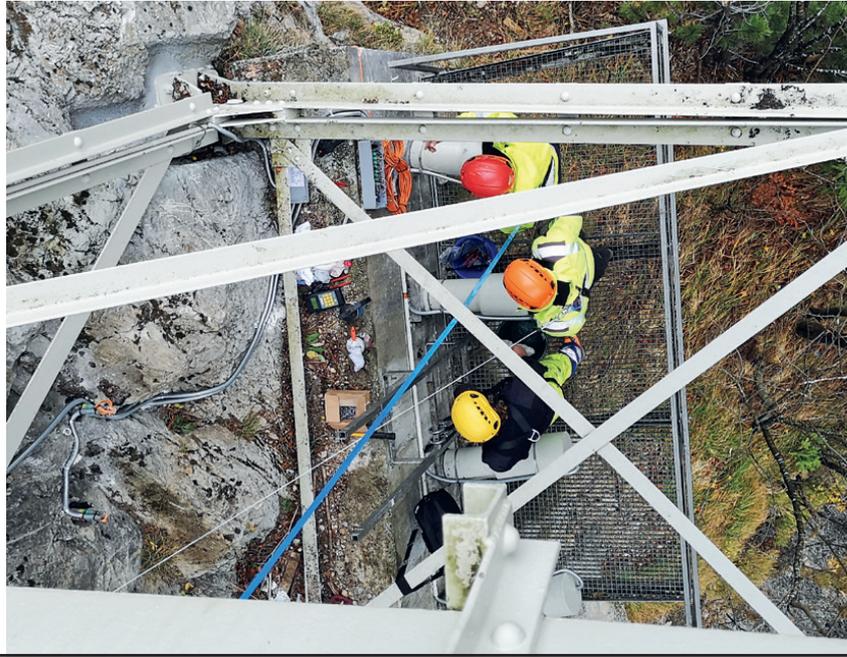
Harburger Schloßstraße 36, 21079 Hamburg

www.tuhh.de/gbt

Tel.: 040 42878 3660

www.solexperts.com

SOLEXPERTS



**Innovative und kundenorientierte Lösungen für
geotechnische und hydrogeologische Aufgaben**

Langzeitmonitoring verfüllter Salzbergwerke – neues kabelloses Gebirgsdruck-Messsystem

Dipl.-Ing. Maria-Barbara Schaller, GGB Gesellschaft für Geomechanik und
Baumesstechnik mbH, Espenhain, Deutschland

Dr.-Ing. Ulrich Palzer und Dipl.-Ing. Thomas Roske, IAB - Institut für Angewandte
Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH, Weimar, Deutschland

Dr.-Ing. Thomas Wilsnack, IBeWa Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser und
Deponietechnik, Wilsnack und Partner, Freiberg, Deutschland

Dipl.-Ing. Jürgen Martin, vormals IAB - Institut für Angewandte Bauforschung Weimar
gemeinnützige GmbH, Weimar, Deutschland

1 Ausgangssituation und Motivation

Von stillgelegten Grubenräumen in Bergwerken des Salzbergbaus gehen durch eindringendes Grubenwasser, möglicherweise zurückgelassene Chemikalien und eingelagerte Schadstoffe sowie dem Risiko von Bewegungen/Verformungen des Gebirges vielfältige Gefährdungen aus. Die Überwachung der Druckbedingungen zur Beurteilung der Verformungsprozesse ist deshalb oft unumgänglich. Hierfür werden bislang Sensoren eingesetzt, bei denen die Datenübertragung der Messsignale und die Stromversorgung kabelgebunden erfolgen. Wegen der hohen Anforderungen an die mechanische und korrosive Robustheit der Kabelverbindungen sowie an die Dichtheit der Kabeldurchführungen gegen Flüssigkeitsdruck sind kabelgebundene Systeme technisch sehr aufwendig, kostenintensiv und nur bedingt funktionssicher über den Monitoringzeitraum von bis zu mehreren Jahrzehnten.

Die Entwicklung eines kabellosen Monitoringsystems zur Langzeitüberwachung stillgelegter Bergwerkstollen mittels energieautarker Gebirgsdrucksensoren war Ziel eines gemeinsamen Forschungs- und Entwicklungsprojekts /1/ zwischen

- der GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik mbH,

- der IBeWa Ingenieurpartnerschaft für Bergbau, Wasser und Deponietechnik, Wilsnack und Partner sowie
- des IAB - Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gemeinnützige GmbH.

Die Forschungstätigkeit richtete sich insbesondere auf:

- die Erarbeitung eines modular aufgebauten Messsystems zur Ermittlung von Druck und Temperatur an definierten Messstellen über einen langen Zeitraum,
- die Beurteilung des Messverhaltens der entwickelten Druckaufnehmer auf der Basis von numerischen Simulationen unter Berücksichtigung der Einsatzbedingungen
- der modell- und versuchsgestützte Funktionsnachweis des Messsystems und
- die Entwicklung der bidirektionalen, kabellosen Datenübertragung zwischen den Messsonden und der externen Sende-/Empfangsstation mittels angepasst genutzter Funktechnologie in Salinarformationen.

Als anspruchsvoll und risikobehaftet aus Entwicklersicht wurden besonders folgende Anforderungen bewertet:

- Konstruktive Anforderungen an den drahtlosen Druckaufnehmer:
 - Gehäuse: $\text{Ø}65 \text{ mm} < d < \text{Ø}165 \text{ mm}$
 - Werkstoff Sensorkopf: nichtrostend
 - Werkstoff Antenneneinheit: POM
 - mechanische Stabilität/Flexibilität gegenüber der mechanischen Einspannung und den Verformungen im Gebirge
 - mechanische Entkopplung zwischen Druckaufnehmer und Sende-/Empfangseinheit
 - maximale Akkumulatorkapazität für lange Funktionsdauern ($t > 10$ Jahre)
- Schnittstellenbedingungen des Sensors zum Messort:
 - Bettung im Versatz/Gebirge (Sensor- und Antennengehäuse im Versatzmaterial)
 - einwirkungsarm auf die Übertragung der Messgröße
 - keine signifikante Veränderung des Übertragungsverhaltens in der Messumgebung
- Elektronik:
 - ausreichend großer Zwischenspeicher (flash) im Sensor zur Speicherung von Messdaten bei kurzzeitiger nicht Erreichbarkeit der Sende-/Empfangsstation
 - bidirektionale Kommunikation zwischen Sensor und Empfangsstation für individuelle Anpassung des Messregimes und der Datenübertragung

- Veränderbarkeit der Messparameter des Funksensors durch Endkunden

2 Entwicklungsschwerpunkte

2.1 Konzeptentwicklung modulares Messsystem

Entsprechend der Aufgabenstellung war das Gebirgsdruck-Messsystem modular auszuführen. Der modulare Aufbau leitete sich aus funktionellen, verfahrenstechnischen und Schnittstellenanforderungen des Monitoringsystems zur Langzeitüberwachung des Gebirgsdruckes ab, die wie folgt konzeptioniert sind (

Bild 1):

- Druckaufnehmer
- Wandler der Messgröße (physikalisch - elektrisch)
- Verstärker elektrisches Messsignal
- Wandler (analog - digital)
- Sender / Empfänger
- Steuereinheit
- Energiespeicher

Varianten der Einbausituation des Messsystems in der vorgesehenen Anwendung und deren Zusammenwirken zeigt Bild 2.

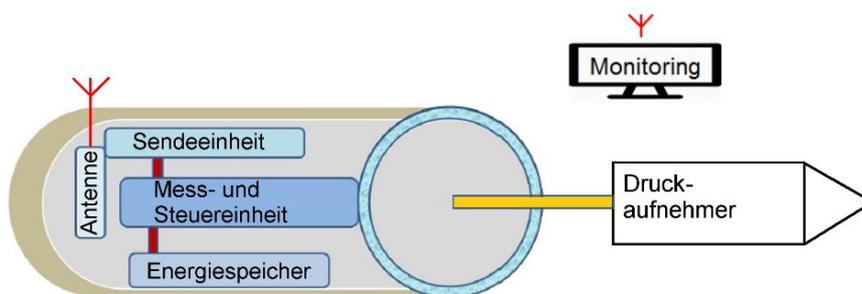


Bild 1: Modularer Aufbau des Messsystems / Hauptkomponenten

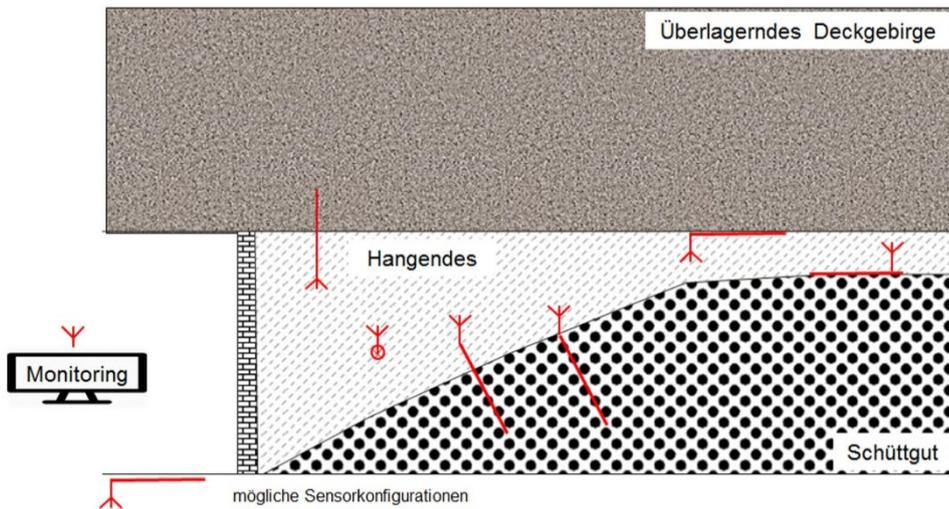


Bild 2: Darstellung verschiedener Einbausituationen des Messsystems unter Tage

2.2 Entwurf und Konstruktion Sensorkopf

Die Entwicklung des Sensorkopfes als Druckaufnehmer stellte den Schwerpunkt der Projektbearbeitung dar. Dabei waren folgende Teilaufgaben zu bearbeiten

- Erarbeitung von konstruktiven Entwürfen für den Sensorkopf unter besonderer Beachtung der Einsatzbedingungen - Platzbedarf, Messtechnik und Einwirkungen (z. B. Druck, Temperatur, korrosiver Angriff)
- Bewertung der Entwürfe unter Aspekten der Funktionserfüllung (FE-Berechnungen)
- CAD-Konstruktion und Zeichnungserstellung in Vorbereitung des Funktionsmusterbaus.

Das Messprinzip der Druckmessung im Gebirge basiert auf der mechanischen Einwirkung (Kraft/Druck) auf einen fluidgefüllten Hohlkörper mit definiert ausgebildeten Membranflächen als drucksensitive Festkörperkonturen. Es wird davon ausgegangen, dass der Druckaufbau als Folge von Gebirgsbewegungen im Allgemeinen ein sehr langsam verlaufender Fließprozess des Salzgesteins ist. Der hermetisch geschlossene Innenraum des Druckaufnehmers ist mit einem Sensor verbunden. Bei Krafteinwirkung auf die drucksensitiven Membranflächen steigt der Fluiddruck der - näherungsweise - inkompressiblen Flüssigkeit im Innenraum des Sensorkopfes. Der Drucksensor wandelt die physikalische Größe "Druck" in eine elektrische Größe um und übergibt sie für die weitere Verarbeitung an die Auswerteelektronik.

Während der Projektbearbeitung wurde eine zylindrisch ausgeführte Variante des Sensorkopfes als favorisierte Lösung erarbeitet. Sie weist Vorteile bei der Instrumentierung und dem Kraftschluss an das Gebirge/den Versatz auf. Im weiteren Entwicklungsprozess wurde dieser Entwurf unter Einbeziehung von numerischen Modellrechnungen verbessert.

2.3 Simulation der Verformungen am Sensorkopf unter Last

Es wurden numerische Berechnungen mittels der Finite- und Diskrete-Elemente-Methode durchgeführt. Das Ziel bestand in der Beurteilung der Beständigkeit der Baustruktur des Sensorkopfes gegenüber den zu erwartenden Belastungen und dem daraus resultierenden Messverhalten. Die Berechnungsergebnisse wurden in die jeweiligen Entwurfsverbesserungen eingearbeitet.

Die der Realität am nächsten kommende Last-Simulation berücksichtigt die Wechselwirkungen zwischen der Verformung des metallischen Sensorkopfes, der Ausbildung eines charakteristischen Druckfeldes innerhalb des den Sensorkopf umgebenden Bettungsmaterials sowie der fluidischen Eigenschaften der im Innern des Sensors befindlichen Flüssigkeit.

Die Besonderheiten der Simulation bestanden in der Kopplung der Lasteinleitung und -verteilung über

- Festkörperverformung,
- fluidische Druckausbildung und
- Druckausbildung im Schüttgut.

Wegen der wechselseitigen Abhängigkeit der physikalischen Größen war eine Modellbildung und Simulation mit Kopplung der Kraft-, Druck- und Verformungsvorgänge vorgesehen.

Die Ergebnisse aus der FEM-basierten Berechnung des unter veränderlichen Druck gesetzten Bettungsmaterials wurden als Druckfeld in die Verformungsberechnung

übernommen. Mittels transienter Berechnungsmethode wurden die Verformungen des Sensorkopfes berechnet.

Die Beständigkeit gegenüber den zu erwartenden Lastbedingungen ist stark abhängig von den Bettungseigenschaften und der räumlichen Ausbildung des Druckfeldes im Bettungsmedium.

Bei einer Bettung in einem unter Belastung inhomogenen äußeren Druckfeld entstehen, in Abhängigkeit vom Lastverhältnis λ , Druckunterschiede im Volumen des Ringspaltes, die wiederum zu Bewegungen des Fluid bis zu einem Gleichgewicht des Innendruckes führen. Damit sind die Verformungen der drucksensitiven Flächen, die Änderung des Fluiddruckes und der Materialspannungen abhängig vom Verhalten des Bettungsmaterials.

Bei einem Schüttgut wird sich der auf den Druckaufnehmer wirkende äußere Druck, abhängig vom Lastverhältnis λ , aufbauen.

Die Simulationen zeigten, dass beim praktischen Langzeiteinsatz des Sensorkopfes in einem zu überwachenden Salzstock eine allseitig gleichmäßige formschlüssige Bettung signifikant wichtig für die sichere und dauerhafte Messfunktion ist. Die Simulationen erfolgten unter der zusätzlichen Annahme, dass dabei umlaufend um die Zylindermantelfläche keine Abhebungen (Luftspalte) zur drucksensitiven Zylinderfläche entstehen. Die Bettung weist dann hinsichtlich des Lastfalles Ähnlichkeiten zu einer fluidischen Bettung auf.

2.4 Bau des Funktionsmusters

Es wurden mehrere konstruktive Entwürfe für den Sensorkopf erarbeitet und zur Erfüllung der komplexen Funktionsanforderungen und Umgebungsbedingungen in mehreren Schritten verbessert. Bei der Umsetzung kamen sowohl klassische (Umformen, Verbinden) wie auch additive Fertigungsverfahren (z. B. 3D-Druck SLM-Verfahren) zum Einsatz. Das Bild 3 zeigt den zylindrischen Sensorkopf-Rohling im Ergebnis des Metall-3D-Druckes.



Bild 3: Ansicht des Sensorkopfes nach dem 3D-Druck

Eine Übersicht des Gesamtsensors mit kabelloser Datenübertragung wird in Bild 4 gegeben.



Bild 4: Gesamtansicht Druckaufnehmer mit kabelloser Datenübertragung

Die Kalibrierung des Druckmesssystems erfolgte nach den Standards der Messtechnik in einem Autoklav (Bild 5) über den gesamten, durch den Anwender zum Zeitpunkt der Aufgabenstellung festgelegten Messbereich von bis zu 100 bar (10 MPa). Die Ergebnisse wurden je Sensorsystem in Kalibrierprotokollen abgelegt und stehen für den Einsatz der Sensoren zur Verfügung.

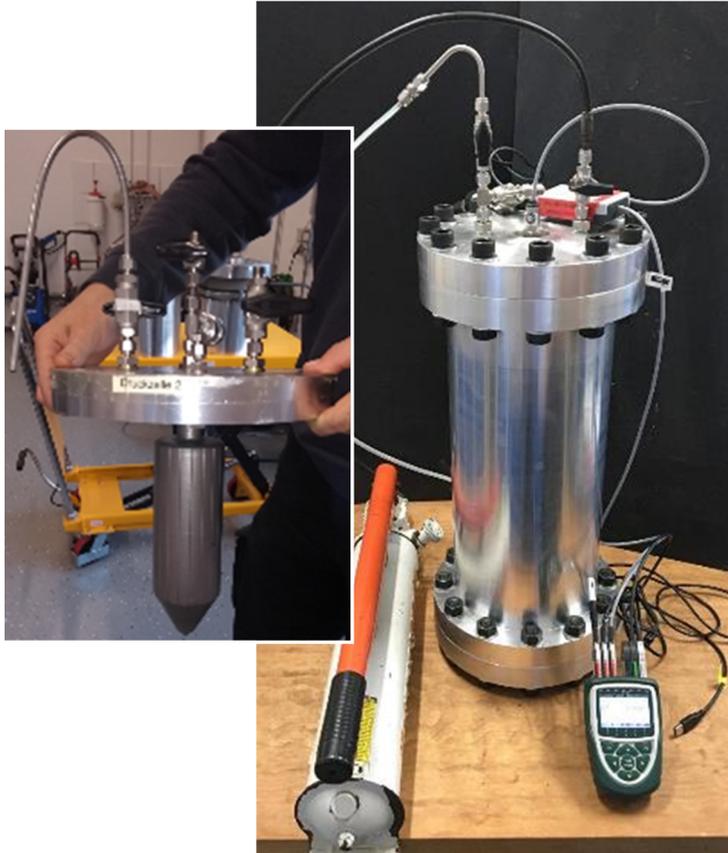


Bild 5: Versuchsaufbau für Kalibrierung im Druckautoklav

3 Erprobung / Langzeittest

Die Funktionsmüstertestung erfolgte nach Absprache mit Interessenten und Projektverantwortlichen in zwei Einbauorten der GTS Grube Teutschenthal Sicherungs-GmbH & Co. KG.

Versuchsanordnung 1 – Einbau in einem Gesenk innerhalb einer Nische

Diese Versuchsanordnung diente der Testung des Messsystems unter Praxisbedingungen und der Ermittlung seines Messverhaltens. Das Funktionsmuster des Druckaufnehmers wurde in einer Steinsalzformation der Grube Teutschenthal in einem Gesenk innerhalb einer vorhandenen Nische (Bild 6 - links) eingebaut. In dem Gesenk wurde der Druckaufnehmer in einer Salzgrusschüttung gebettet (Bild – rechts) und über einen Stempel kontrolliert mit Druck beaufschlagt. Zur Beurteilung des Messverhaltens des

Sensorkopfes wurden Versuchsreihen zur Korrelation des aufgebrachten und des gemessenen Druckes des eingebetteten Sensors durchgeführt.

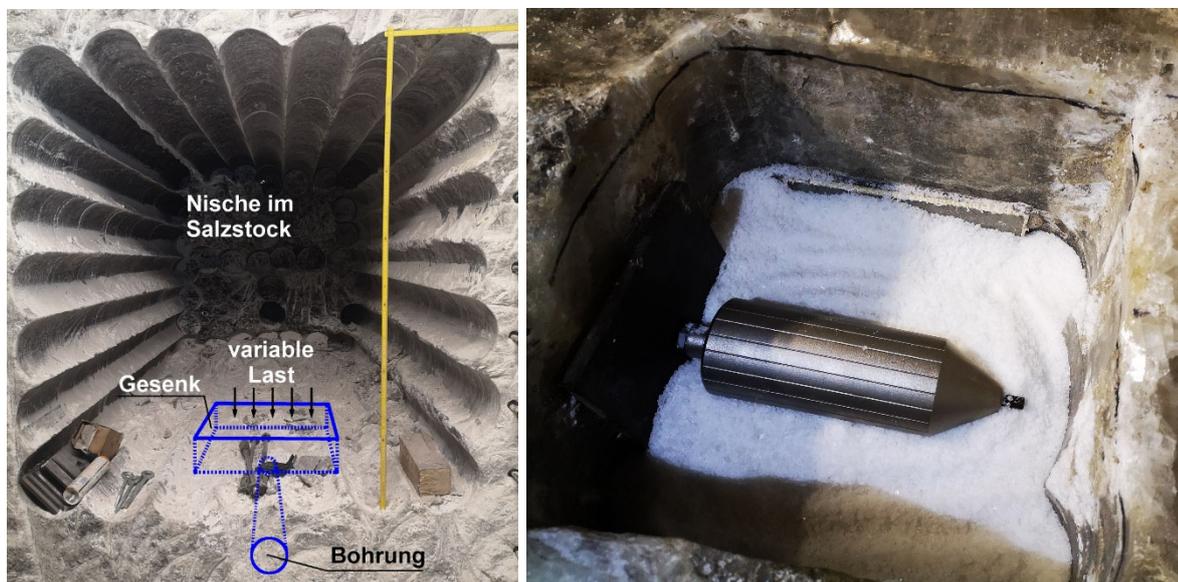


Bild 6: Einbauort Gebirgsdrucksensor für Versuchsanordnung 1

Versuchsanordnung 2 – Einbau in Bohrung in Grubenwand

Mit der zweiten Versuchsanordnung wurde das Langzeitverhalten des Messsystems in einem weiteren Einbauort der Grube Teutschenthal überprüft (Bild 7). Dazu wurde der Druckaufnehmer in einer einfallend gestoßenen Bohrung in den Streckenstoß positioniert. Der kraftschlüssige Kontakt zum umgebenden Gebirge erfolgte durch ein Bettungsmaterial auf MgO-Basis. Die Installation entspricht den praktischen Installationsbedingungen im Bergbau.

Es wurden alle mit der Messwerverfassung und -übertragung verbundenen Teilfunktionen des Systems unter Beachtung der in situ gegebenen Randbedingungen ausgeführt.

Am Versuchsstandort wurde, neben der Messwerverfassung, die kabellose Datenübertragung getestet. Gezeigt wurde die bidirektionale Kommunikation mit dem installierten Sensor. Die Steuerung des Auslesens und der Übertragung der erfassten Daten in dafür vorgesehen Datenbankmanagementsystemen, wie z.B. mit GKSpro®, wurde u. a. mit Bluetooth realisiert.



Bild 7: Ansicht vom Versuchsort in Grube Teutschenthal für Versuch 2

4 Fazit

Im Ergebnis der Projektbearbeitung wurde ein Monitoring-System zur Langzeitüberwachung von Drücken in stillgelegten Bergwerkstollen mit kabelloser Übertragung der Messdaten entwickelt, als Funktionsmuster gebaut und erprobt. Ein wesentliches Ergebnis dieser Forschungsarbeit ist die Entwicklung einer neuartigen Messsonde, die die Hauptfunktionen des Monitoring-Systems ermöglicht.

Die geometrischen Dimensionen, die Eigenschaften und das Messverhalten entsprechen den Angaben der Aufgabenstellung. Die konstruktive Ausführung als geschlossenes, hydraulisch dichtes System zur Erfassung von Drücken im Sinn der Baumesstechnik ist gegeben.

Die festigkeitstechnische Gestaltung des Sensorkopfes erfolgte unter Nutzung der Finite-Elemente-Methode in einer Multiphysik-Simulation mit gekoppelten Berechnungen

- zur Festkörperverformung,
- zur fluidischen Druckausbildung und
- zur Druckausbildung im Schüttgut.

Die Beständigkeit gegenüber den zu erwartenden Belastungen ist stark abhängig von der Bettung am Messort und der allseitigen form- und kraftschlüssigen Ankopplung der drucksensitiven Flächen an das Gebirge.

Das Energiemanagement des Monitoring-Systems ist derzeit auf eine Funktionsdauer von mindestens 10 Jahren ausgelegt.

BGE-Bundesgesellschaft für Endlagerung setzt im geplanten Instrumentierungsprozess Sensoren des Typs KOSMOS ein. Die Instrumentierung erfolgte gemäß freigegebenem Installationskonzept am Standort der Schachanlage Asse II in eine abgeteufte Bohrung (Bild 8). Die Datenerfassung erfolgt kontinuierlich. Die kabellose Datenbereitstellung wird unterberechnungsfrei gesichert realisiert.



Bild 8: Sensor zur Instrumentierung

Der Einsatz des entwickelten Messsystems ist für unterschiedliche Messaufgaben im trockenen Salinargebirge möglich. Die Anwendung setzt immer die gesicherte und nach den Gesichtspunkten der Geo- und der Messtechnik definierte Messaufgabe und die Berücksichtigung der jeweiligen Standortbedingungen voraus.

Das Forschungsprojekt wurde erfolgreich finalisiert.

Ein neues kabelloses Gebirgsdruck-Messsystem zum Langzeitmonitoring verfüllter Salzbergwerke steht dem Markt zur Verfügung.

Literatur

Bundesministerium für Wirtschaft und Klimaschutz, Öffentlichkeitsarbeit; ZIM – Erfolgsbeispiel, Stillgelegte Bergwerksstollen kabellos überwacht, Juni 2022

Autoren

Dipl.-Ing. Maria-Barbara Schaller

schaller@ggb.de

GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumeßtechnik mbH

www.ggb.de

Leipziger Straße 14, 04571 Rötha

Tel.: 034206 - 646 0

Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

Dr.-Ing. Ulrich Palzer

u.palzer@iab-weimar.de

Dipl.-Ing. Thomas Roske

t.roske@iab-weimar.de

IAB – Institut für Angewandte Bauforschung Weimar gGmbH

www.iab-weimar.de

Über der Nonnenwiese 1, 99428 Weimar

Tel.: 03643 - 868 40

Dr.-Ing. Thomas Wilsnack

th.wilsnack@ibewa.de

IBeWA Ingenieurpartnerschaft

www.ibewa.de

Meißner Ring 10, 09599 Freiberg

Tel.: 03731 - 207 350



Wissen, was los ist: Monitoring everything

DMT macht Monitoring breit nutzbar: durch die Online-Plattform „DMT SAFEGUARD“. Die Softwarelösung erlaubt die kontinuierliche, präzise und verlässliche Online-Überwachung des Zustands oder der Integrität von Anlagen, Anlagenkomponenten, Brücken, Tunneln, Kränen, Getrieben, Gleisen, Windkraftanlagen, Luftqualitäten, Halden, Baugründen und-gruben, Immobilien und vielem mehr.

„Monitoring everything“ können Sie also wörtlich nehmen: Was man messen kann, können wir auch überwachen. Dabei kommt alles aus einer Hand (und Sie haben minimalen Aufwand) – vom Überwachungskonzept über die Umsetzung und den Betrieb der Monitoring-Plattform bis hin zur Engineering-Beratung.



Wenn Sie in Ihrem Aufgabenumfeld Potenzial im Monitoring sehen, sollten wir miteinander reden.

Digitale Messtechnik im Spezialtiefbau

Prozessbegleitendes Monitoring zur Sicherung der Qualität

Dr. Patrik Wenzl, Andreas Simson, Marcus Daubner
BAUER Spezialtiefbau GmbH, Deutschland

1 Einleitung

In den letzten Jahren wurde das Thema Digitalisierung im Spezialtiefbau stetig vorangetrieben. Mit innovativen Entwicklungen – wie etwa der Datenmanagementsoftware b-project – wurde das strukturierte Erfassen, Verarbeiten und Auswerten von Daten in der Bauer Spezialtiefbau GmbH zunehmend automatisiert, die Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten mehr und mehr digitalisiert.

Neben den Prozessdaten von der Herstellung der Spezialtiefbauelemente, welche z.B. von den Bohrgeräten (Suspensionsmengen, Vertikalität, GPS-Position usw.) elementbasiert aufgezeichnet werden, erfassen wir auf unseren Baustellen nach Bedarf auch Ankerkräfte, Temperaturverläufe, Suspensionsspiegel usw. während oder auch nach der Herstellung der jeweiligen Elemente. Diese Daten werden unmittelbar übertragen, ausgewertet und in der von uns entwickelten IoT Plattform in einem definierten Dashboard dargestellt. Von Seiten der BAUER Spezialtiefbau GmbH wurde und wird dies auf den Projekten je nach Anforderung erfolgreich eingesetzt. Im Folgenden sind einige Fallbeispiele für den Herstellprozesses begleitenden Einsatz unserer digitalen Werkzeuge zur Sicherstellung der Qualität des Produktes dargestellt.

2 Unsere digitalen Werkzeuge

Schon vor rund 10 Jahren startete die hausinterne Entwicklungsarbeit an der prozessübergreifenden Datennutzung im BIM Kontext. Die jeweiligen Daten der digitalen (Bau-) Prozesse in der Bauer Gruppe, sind dabei über das „BAUER digital Portal“ erreichbar. Dieses Portal ist für Mitarbeiter und Kunden ein zentraler, rollenbasierter Zugang zu den projektrelevanten Informationen und Systemen zur Reduzierung der Komplexität. (siehe Abb. 1).

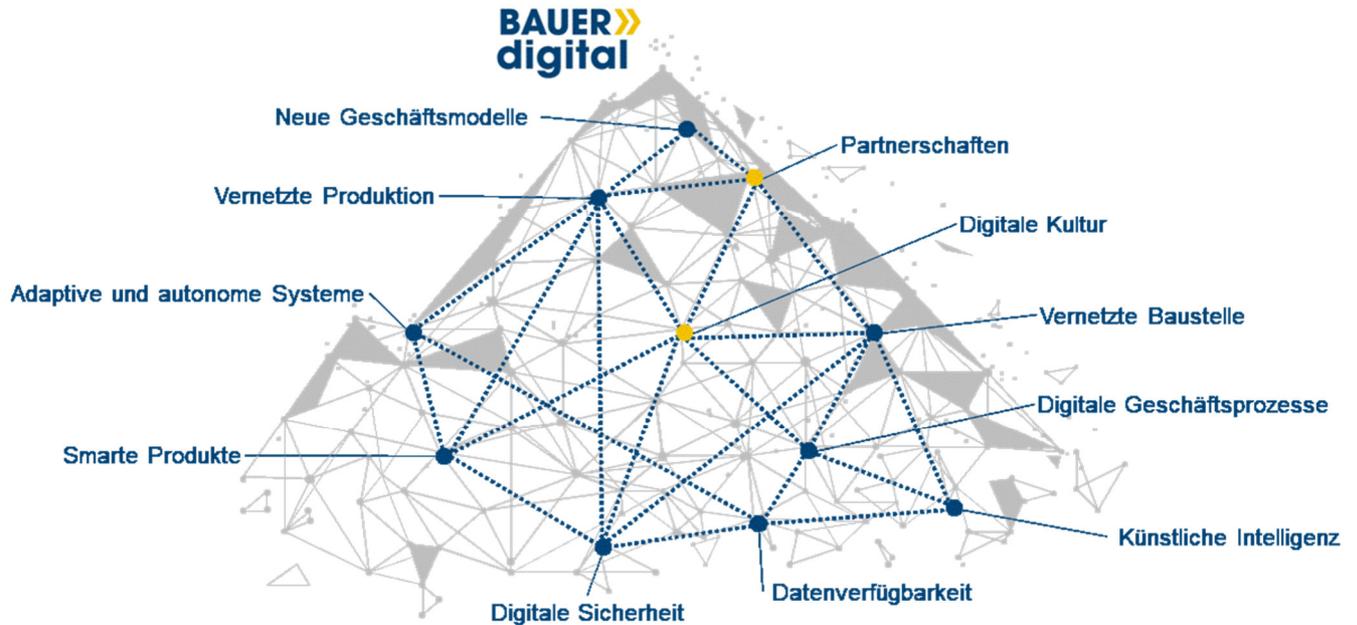


Abbildung 1: Schaubild „BAUER digital“

Dabei wird der Ansatz einer systematischen digitalen Erfassung aller relevanten Daten aus Planung, Herstellung und Qualitätskontrolle, sowie deren integrale Vernetzung und automatisierte Auswertung verfolgt. Vor allem die weitergehende Nutzung der Plandaten im Herstellprozess und die automatisierte Rückführung der Produktionsdaten in die Bestandsdokumentation und Abrechnung, sowie die Qualitätskontrolle und einem gezielten Monitoring relevanter Bauteile stellen ein zentrales Anliegen dar.

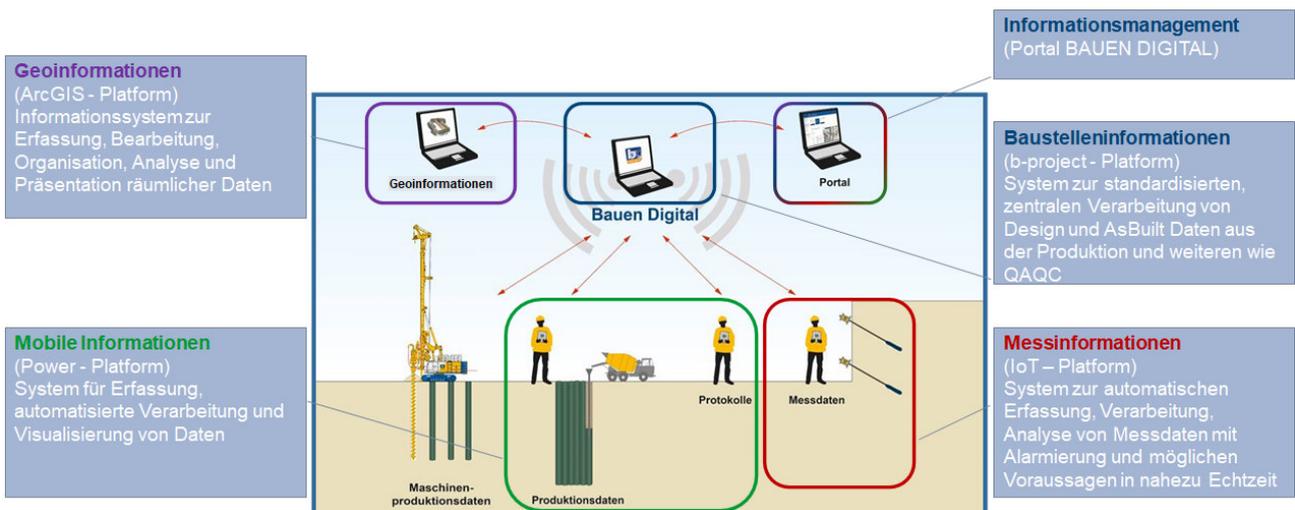


Abbildung 2: „BAUER digital“: Systematische Datenerhebung & Verarbeitung

Im Spezialtiefbau bietet die Digitalisierung eine systematische Datenerhebung, welche zweifelsfrei ein sehr großes Optimierungspotential für alle Baubeteiligten bietet. So lässt

sich der Aufwand zur Erstellung aber auch Prüfung von Herstellnachweise für die im Boden eingebetteten Spezialtiefbauelemente deutlich reduzieren. Das Management dieser Informationen und Dokumente erfordert gerade bei Gewerken mit hohem Einzelementanteil enorme Anstrengungen an die Dokumentations- und Prüftätigkeiten. Bisher werden die Daten meist händisch erfasst bzw. händisch in Protokolle eingetragen.

Nachdem das digitale „Ökosystem“ vorlag, waren und sind weitere wichtige Entwicklungsschritte die Erfassung und Nutzung von Produktions- und Qualitätsdaten während der Ausführungsphase aber auch im Zusammenhang mit dem Monitoring, z.B. von Ankerkräften. Für die Erfassung von Produktions- und Qualitätsdaten wurden Applikationen für mobile Geräte entwickelt mittels welchen die relevanten daten sofort durch den jeweiligen Mitarbeiter erfasst werden können. So kann mit der Applikation „BAUER Bautagebuch“ alle relevanten Daten des Bauprozesses von den leitenden Mitarbeitern (Polier, Bauleiter) jeweils unabhängig voneinander erfasst werden. Diese Daten werden im Anschluss zu einem Datensatz zusammengeführt und gespeichert

Auch Einzelprozesse wie z.B. der Herstellprozess von Ankern wird mittels einer Applikation von dem Gerätfahrer erfasst. Die Prozessdaten werden in die Applikation mittels eines mobilen Endgerätes eingetragen und nach Abschluss des Herstellprozesses gespeichert. Die Daten liegen sofort zur Erstellung des Herstellprotokolls vor und müssen nicht aus einem handschriftlichen Mitschrieb übertragen werden. Vorteile sind die Reduzierung des Aufwandes zum Erzeugen eines Herstellprotokolls, die Vermeidung von Übertragungsfehlern und die sofortige Nutzung der Daten zur Analyse des Bauprozesses.

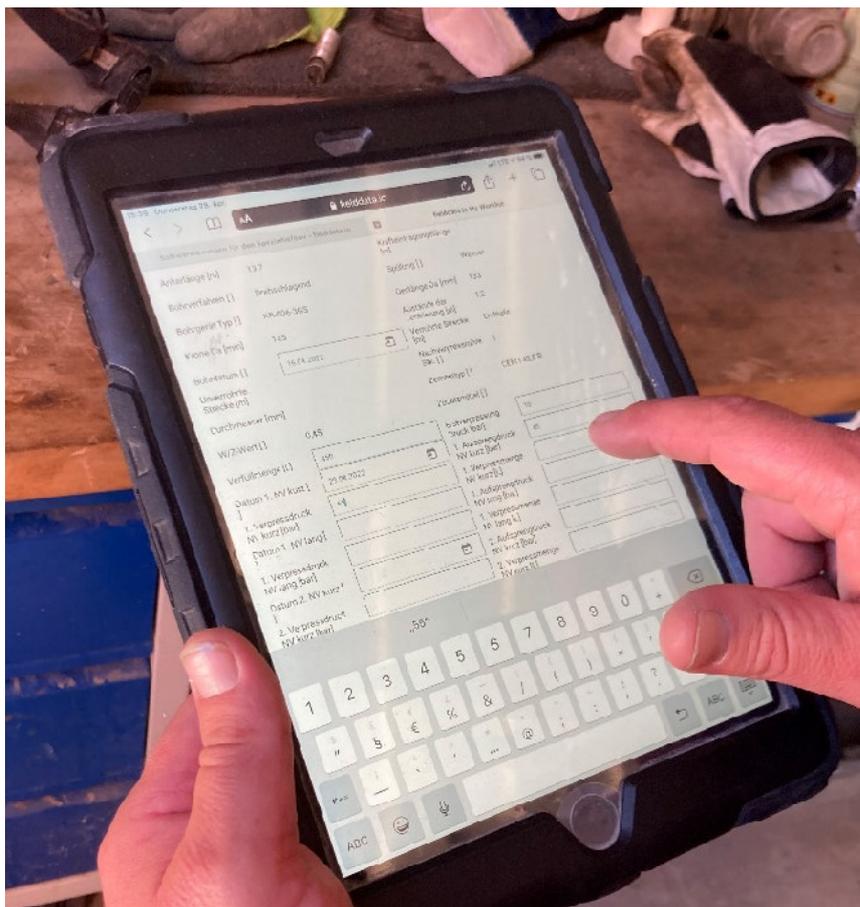


Abbildung 3: Erfassen von Prozessdaten bei der Herstellung von Injektionsankern

Ein weiterer wichtiger Bereich von digitalen Anwendungen auf Spezialtiefbaustellen ist das Monitoring von relevanten Prozessschritten bei der Herstellung wie zum Beispiel der Suspensionsspiegel bei der Herstellung einer Schlitzwand, die Messung der Temperaturentwicklung eines Spezialtiefbauelements aber auch die Überwachung von Sicherheitsrelevanten Bauteilen wie zum Beispiel die Ankerkraft eines Injektionsankers.

Im Folgenden sind drei Fallbeispiele für den Einsatz von Monitoringsystemen auf Baustellen beschrieben.

3 Aktuelle Fallbeispiele

3.1 Überwachung des Suspensionsspiegels

Eine besondere Monitoring Aufgabe wurde auf einem Projekt in Schweden im Jahr 2020 realisiert. In unmittelbarer Nähe zur königlichen Oper von Kopenhagen wurde eine Tiefgarage mit 300 Stellplätzen gebaut, welche vollständig im Untergrund verschwindet, sodass deren Oberfläche als Park mit Bäumen, Teichen und Spazierwegen dient. Für den

Bau der Tiefgarage „Operaparken“ wurde von der BST eine rückverankerte Baugrube bestehend aus 6600 m² gefräste Schlitzwand hergestellt. Die Bauaufgabe wurde unter Beachtung der seinerzeit vorherrschenden coronabedingte Maßnahmen durchgeführt. Eine weitere Herausforderung stellte auch der Kopenhagener Untergrund mit den harten Flint-Schichten sowie der Vielzahl an natürlichen und künstlichen Hindernissen im Boden dar. Zudem lag die Baustelle in direkter Nachbarschaft zu Kopenhagen teuerster Wohnlage, weshalb auch die Geräusch- und Staubentwicklung strengen Vorgaben unterlegen war

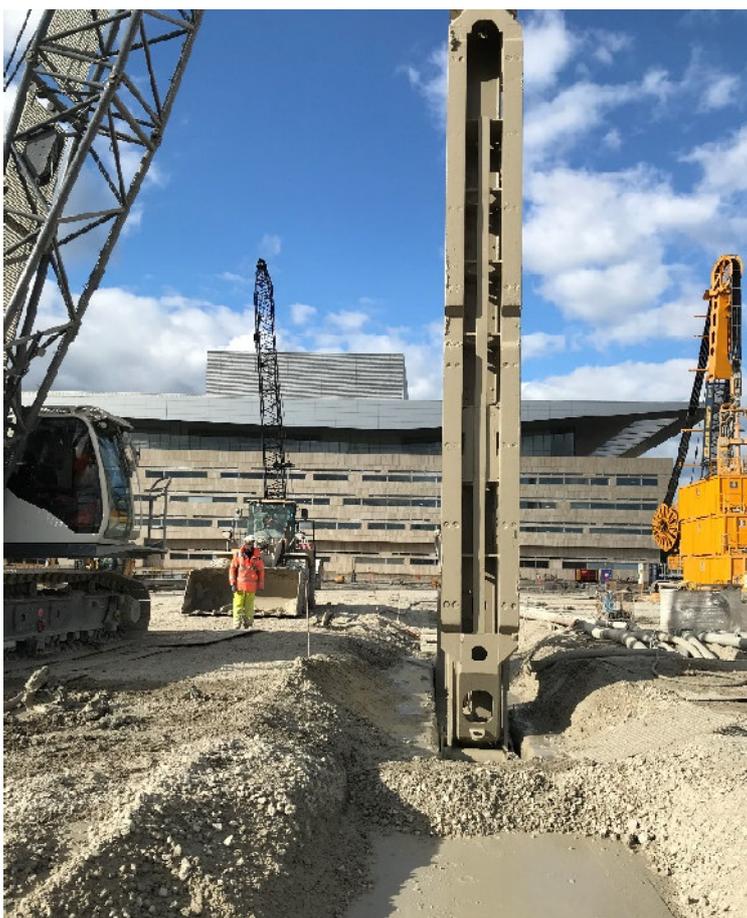


Abbildung 4: Herstellung der Schlitzwand in Kopenhagen

Um eine hohe Qualität einer Schlitzwand zu gewährleisten ist es unter anderem wichtig, dass während der Herstellung der Suspensionsspiegel im Schlitz das erforderliche Niveau besitzt. Sofern während der Herstellung eines Schlitzwandelementes ein ausgehobener Schlitz z.B. über Nacht offen stehen bleibt, so ist hier eine Schlitzwache zu Kontrolle des Suspensionsspiegels erforderlich.



Abbildung 5: Sensor zum Erfassen des Suspensionsspiegels



Abbildung 6: Einbausituation am Schlitz. Sensorkopf (links) mit Übertragungseinheit (rechts)

Auch aufgrund der Coronazeit war dies mit Personal vor Ort schwer möglich, sodass hier eine Sensoreinheit zu Überwachung des Suspensionsspiegels entwickelt wurde. Die jeweiligen Komponenten waren in der Abteilung Bautechnik verfügbar und zusammen mit der Abteilung Digitalisierung und der Abteilung IT wurde ein Monitoring System für diese Messaufgabe entwickelt. Als Komponenten wurden hier ein Füllstandssensor für die Überwachung des Suspensionsspiegels und eine Einheit zur Datenübergabe über das Mobilfunknetz direkt in die Cloud verwendet.

Eine Besonderheit war, dass die jeweils verantwortliche Person bei Unterschreiten eines Warnwertes hier über Mobilfunk angerufen wurde, um dann entsprechende Maßnahmen einleiten zu können.

Das entwickelte Monitoring System zur Überwachung des Suspensionsspiegels funktionierte vom ersten Tag an ohne Probleme und war ein Beitrag für die erfolgreiche Abwicklung dieses besonderen Schlitzwandprojektes im Herzen von Kopenhagen.

3.2 Temperaturüberwachung einer MIP®- Wand

In Feldolling wurde in 2022/2023 ein Dichtwand im MIP®-Verfahren (MIP = Mixed in Place) in verschiedenen Bauabschnitten mit einem Umfang von rd. 20000 m² hergestellt. Die Ausführung eines Abschnittes dieser Dichtwand erfolgte auch in den Wintermonaten 2022/2023. Der Bauherr forderte während der Produktion in diesem Zeitraum die Gewährleistung einer Temperatur von +10°C in der frischen hergestellten Dichtwand. Um den Messaufwand der definierten Messbereiche vor Ort möglichst gering zu halten wurde entschieden hier ein online Monitoring System zu installieren. Die Überwachung und der Datentransfer erfolgten vergleichbar des bereits oben genannten Systems. Hier wurden als Komponenten ein LoRaWAN Temperatur Transmitter für die Überwachung der Temperatur und ein Outdoor Gateway zur Datenübergabe an das Baustellenetzwerk eingesetzt.



Abbildung 7: Device zur Temperaturerfassung, welches mittels Messrohr in dem frischen MIP®-Element eingebaut wurde



Abbildung 8: Outdoor Gateway zum Empfangen der Daten und weiterleiten an das Baustellennetzwerk

Die Messdaten wurden entsprechend dem festgelegten Intervall erfasst und über das Baustellennetzwerk in die BAUER Cloud gesendet. Für die Darstellung der Messdaten wurde ein geeignetes Dashboard entwickelt, welches neben den Messdaten selbst, den Temperaturverlauf als Diagramm und die Status Informationen der IoT Devices anzeigen konnte.



Abbildung 9: Darstellung der Messdaten, des Temperaturverlaufes und der Status Informationen des IoT Device

Bei dem hier entwickelten Dashboard zur Darstellung der Messdaten handelte es sich noch um einen Prototyp und stellt nicht den aktuellen Standard der Dashboards unserer IoT Plattform dar. Damit konnte die Funktionsweise des Messaufbau, der Weg der Datenübertragung als auch die Auswertung der Messdaten verifiziert werden. Zudem half uns diese Form der Überwachung effizient und zeitnah die Daten der Temperaturentwicklung zu erhalten und den Nachweis für den Bauherrn zu erbringen.

3.3 Überwachung von Ankerkräften

Hinsichtlich des Monitorings ganzer Baugruben findet dies aktuell auf einer Baumaßnahme in Köln statt. Auf dem Gelände der Kölner Uniklinik wird die Baugrube für den Neubau eines Centrums für Familiengesundheit (CEFAM) hergestellt. Diese rund 8.000 m² große Baugrube wird bis zu 14m tief ausgehoben und besteht teilweise aus einer Bohrpfahlwand, einer MIP®-Wand sowie einer Trägerbohlwand. Die gesamte Baugrubenwand wird über die Höhe mit bis zu drei Ankerlagen rückverankert



Abbildung 10: Gelände Neubau CEFAM in Köln im November 2023

Gut zu erkennen sind die an den Neubau angrenzenden Bestandsgebäude der Uniklinik Köln als auch die Tiefgaragenabfahrt („Spindel“) im unteren Teil des Bildes. Nachdem es

hier um sensible Gebäudebereiche geht, ist es dem Bauherrn wichtig die Ankerkräfte zu überwachen. Dabei werden zur Überwachung der Ankerkräfte bis zu 32 digitale Kraftmessdosen eingebaut. Die Überwachung selbst erfolgt dabei automatisch über das dort installierte IoT-Device. Das IoT-System wird in diesem Fall ausschließlich über Solarstrom betrieben, dabei werden im Normalbetrieb zwei Akkus über Solarstrom aufgeladen, die den Betrieb des IoT-Devices für etwa 2 Wochen ohne erneute Stromzufuhr ermöglichen. Für den Fall von längeren Schlechtwetterperioden ohne Stromerzeugung kann ohne weiteres zusätzlich auf Netzbetrieb umgestellt werden.



Abbildung 11: Eingebaute digitale Kraftmessdose (BAUER Load Cell - BLC)



Abbildung 12: IoT- Device zur Übertragung der Daten in die Cloud

Die Messdaten werden in die BAUER Cloud gesendet und über das Dashboard angezeigt und gezielt überwacht. Hierzu wurden fünf Messquerschnitte definiert. Der Zugriff auf die Messdaten in der Cloud wird dabei über zugewiesene Profile gesteuert. So wird durch Rollenprofile sichergestellt, dass die jeweils berechnete Person die Messdaten entweder nur sehen können oder am Dashboard auch Anpassungen zum Beispiel an den Alarmwerten oder dem Messintervall vornehmen können.

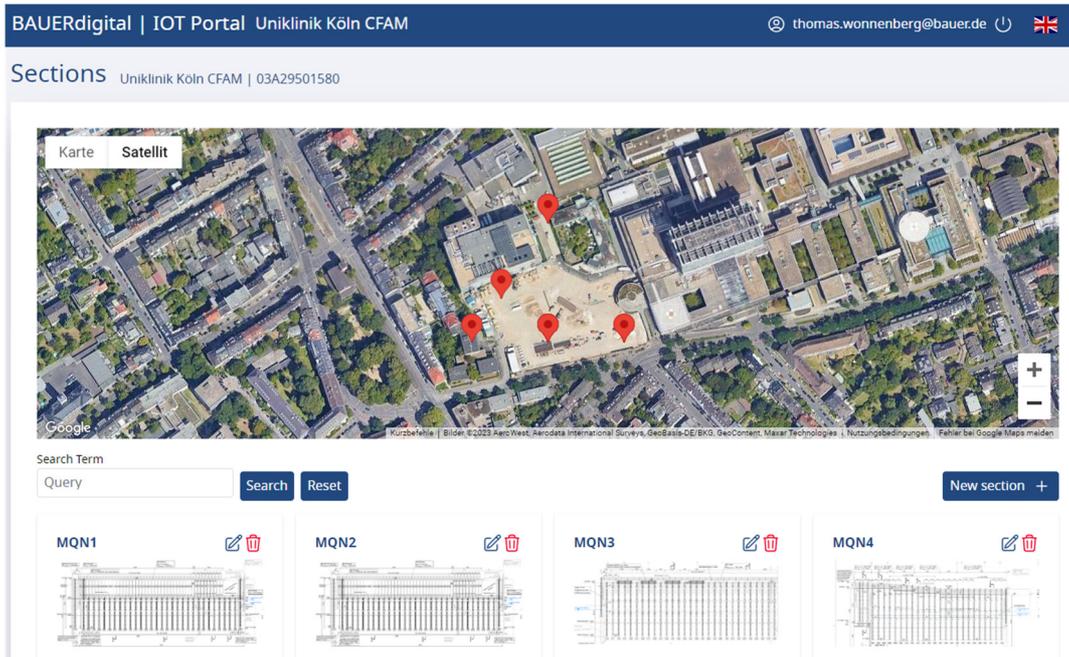


Abbildung 13: Übersicht im IoT Portal inkl. der definierten Messquerschnitte

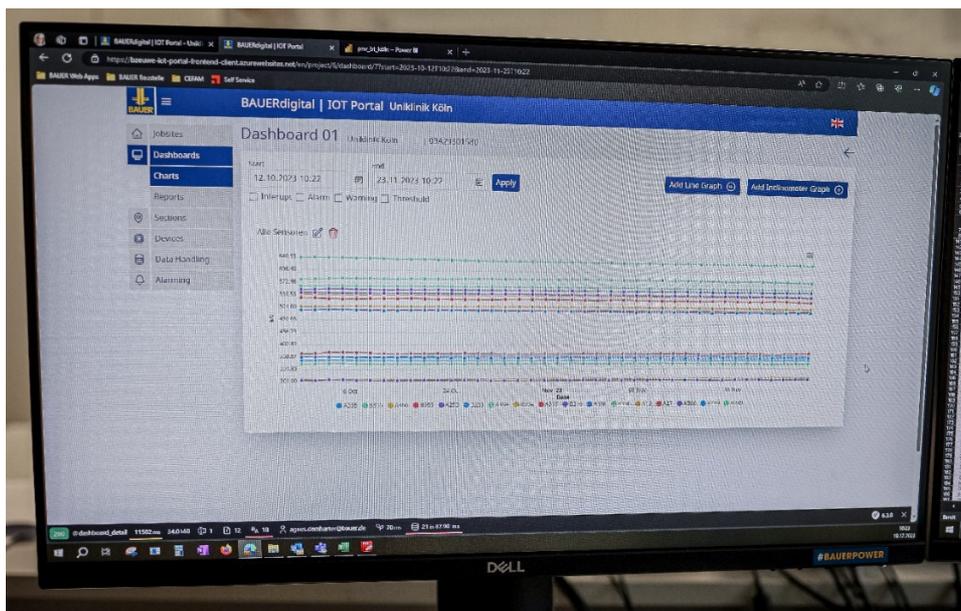


Abbildung 13: Dashboard im IoT Portal zur Darstellung der Messwerte

Bis jetzt läuft das Monitoringsystem zur Überwachung der Ankerkräfte zur vollsten Zufriedenheit und zeigt uns, dass wir ein stabiles und nun serienreifes Monitoring System für den Spezialtiefbau entwickeln konnten.

4 Zusammenfassung und Ausblick

Mit der Datenmanagementsoftware b-project wurde über die letzten Jahre eine Plattform entwickelt mittels welcher das strukturierte Erfassen, Verarbeiten und Auswerten von Daten in der Bauer Spezialtiefbau GmbH zunehmend automatisiert und die Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten mehr und mehr digitalisiert wurde.

Die Erfassung der Daten bei der Herstellung von Spezialtiefbauelementen ist seit einiger Zeit mit den in Bohrgeräten integrierten Systemen zur Bestimmung von z.B. Suspensionsmengen, Vertikalität, GPS-Position usw. als Standard verfügbar. Die definierte Auswertung dieser Daten ermöglicht bereits jetzt wertvolle Optimierungen auf unseren Baustellen.

Zudem wurden zwischenzeitlich für die Erfassung von Produktions- und Qualitätsdaten Applikationen für mobile Geräte entwickelt mittels welchen die relevanten Daten sofort durch den jeweiligen Mitarbeiter erfasst werden können.

Als weiteren Schritt wurde nun gezielt die automatisierte Überwachung der Produktqualität während der Herstellung und der Produktnutzung mit bisher nicht integrierter Sensorik entwickelt. Die drei vorgestellten aktuellen Fallbeispiele zeigen, dass wir auf unseren Baustellen je nach Bedarf Ankerkräfte, Temperaturverläufe, Suspensionsspiegel usw. während oder auch nach der Herstellung der jeweiligen Elemente automatisiert erfassen, unmittelbar übertragen, auswerten und in der von uns entwickelten IoT Plattform in einem definierten Dashboard darstellen können.

Die strukturierte zentralisierte Informationshaltung ermöglicht uns nun nicht nur eine standardisierte Analyse des Herstellprozesses selbst, sondern auch eine gezielte Überwachung der Produktqualität. Zudem wird die Effizienz auf den Baustellen durch Entlastung des Personals vor Ort erreicht, da die relevanten Daten von der Herstellung oder bei der Überwachung des Elementes sofort zur Erstellung des jeweiligen Protokolls vorliegen und nicht aus einem handschriftlichen Mitschrieb übertragen werden müssen. Dies reduziert den Aufwand beim Erzeugen und hilft bei der Vermeidung von Übertragungsfehlern. Außerdem ist es uns nun möglich unseren Kunden schnell und

transparent die jeweils geforderten Daten über definierten Zugriff auf das Projekt online zur Verfügung zu stellen.

Autoren

Dr.-Ing. Patrik Wenzl

Patrik.Wenzl@bauer.de

Andreas Simson, Dipl.- Ing (FH)

Andreas.Simson@bauer.de

Marcus Daubner, Dipl.-Ing.

Marcus.Daubner@bauer.de

BAUER Spezialtiefbau GmbH

www.bauer.de

BAUER-Straße1, 86529 Schrobenhausen

Tel.: 08252 97-0

BEGEISTERT für
FORTSCHRITT



SPEZIALTIEFBAU

Ob Baugruben, Gründungen, Dichtwände oder Baugrundverbesserungen: Wir sind Ihr Spezialist für anspruchsvolle Projekte – und das weltweit. Von der Planung bis zur Ausführung bieten wir Ihnen individuelle, innovative und wirtschaftliche Spezialtiefbaulösungen.

Dynamische Probebelastung

Offshore · Rammpbarkeit - Monitoring - Supervision

Onshore · Prüfungen von Pfählen aller Art

Insbesondere auch Großbohrpfähle mit Fallgewichten bis 55t
2. Meinung – Signal Matching

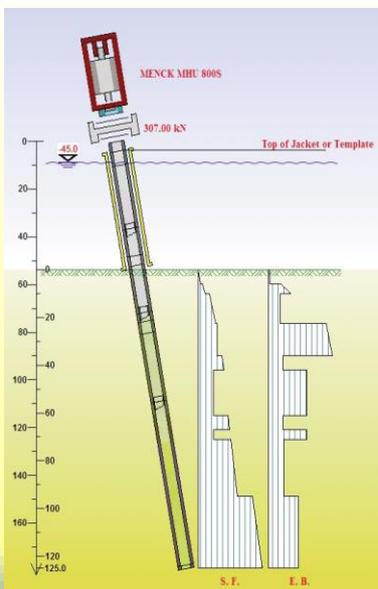
Zertifiziert – PDCA (Pile Driving Contractors Association)

Integritätsprüfung von Pfählen

PIT - Hammerschlag · CSL - Ultraschall · TIP - Temperatur

Repräsentant von Pile Dynamics, Inc.

Rammpbarkeit



Monitoring



Fallgewicht 43 t



4-Kanal CSL Gerät



Überwachung und Prognose von Erschütterungen



Durch den Eintritt der GuD Consult GmbH zum 01.01.23 steht auch ein fundiertes Knowhow in weiteren Bereichen zusätzlich für eine kundenspezifische und optimierte Dienstleistung zur Verfügung!

Qualitätssicherung bei der Pfahlherstellung durch Anwendung unterschiedlicher Messmethoden

Philipp Lenz, M.Sc., Dr.-Ing. Olaf Stahlhut

BBI Geo- und Umwelttechnik Ingenieur-Gesellschaft mbH

Dr.-Ing. Axel Ruiken

DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

Dr.-Ing. Matthias Schallert

Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmethode mbH

Dipl.-Ing. Univ. Nikolaus Schneider

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

1 Einleitung

Für den Bau der neuen Autobahn A 26 im Süden Hamburgs zwischen den Bundesautobahnen BAB A7 und BAB A1 ist die Errichtung in großen Teilen als aufgeständerte Hochstraße vorgesehen. Die Süderelbbrücke mit den östlichen und westlichen Vorlandbrücken sowie die Hochstraße und Bauwerke des Kreisels „Hohe Schaar“ sollen gemäß der aktuellen Planung auf Pfählen tiefgegründet werden. Insgesamt werden über 1.500 lotrechte und geneigte Großbohrpfähle erforderlich. Mit dem Ziel des maßgeblichen Lastabtrags in die tragfähigen Bodenschichten ist vorgesehen einen nennenswerten Anteil der Pfähle mit Fußaufweitung herzustellen. Hierzu wurde in Voruntersuchungen die erzielbare Qualität der Großbohrpfähle und Fußaufweitungen im anstehenden Baugrund untersucht. Durch Pfahlprobelastungen an Einzelpfählen und Pfahlgruppen wird zudem die Voraussetzung für eine wirtschaftliche und sichere Gründungsbemessung geschaffen.

In diesem Beitrag werden mehrere Messsysteme sowie die damit erzielten Ergebnisse zur Ermittlung der Bohrlochgeometrie vorgestellt. Dabei wird besonderes Augenmerk auf den Bereich der Pfahlfußaufweitung gelegt.

2 Großbohrpfähle mit Fußaufweitung

Im Rahmen einer Vorabmaßnahme wurden insgesamt 78 Großbohrpfähle hergestellt, um anhand gezielter Variationen einzelner Parameter deren Einfluss auf das Pfahltragverhalten zu untersuchen. Davon wurden 22 Großbohrpfähle mit Pfahlfußaufweitung und unterschiedlichen Pfahldurchmessern lotrecht und unter 1:10 geneigt hergestellt. Die Pfahllängen lagen

zwischen 18,5 m und 42,0 m. Bei den Pfählen mit Fußaufweitung stellte sich das gewählte Verhältnis von Pfahldurchmesser zur Fußaufweitung folgendermaßen dar:

Tabelle 1: Verhältnis von Pfahldurchmesser zur Fußaufweitung

Großbohrpfähle mit Fußaufweitung		
Pfahlschaft- durchm. D_s [m]	Max. Durchmesser Fußaufw. D_b [m]	Verhältnis D_s / D_b
0,9	1,65	0,55
1,2	2,2	0,55
1,5	2,7	0,56

Neben den Bohrlochmessungen wurden an allen Pfählen thermische Integritätsprüfungen und Low-Strain-Integritätsprüfungen zur Bewertung der Pfahlfußherstellung durchgeführt. Die Ergebnisse der Bohrlochmessungen und Integritätsprüfungen dienen als Grundlage für die Bewertung der Ergebnisse von Pfahlprobelastungen an den lotrechten Pfählen.

3 Herstellung von Großbohrpfählen mit Fußaufweitung

Zur Herstellung der Großbohrpfähle mit Fußaufweitung wurden die Bohrungen zunächst vollverrohrt unter Wasserauflast auf Endtiefe abgebohrt. Hierzu kam ein Großdrehbohrgerät vom Typ BG45 zum Einsatz. Anschließend wurde das Wasser gegen eine Bentonitsuspension getauscht und die Verrohrung bis über den Bereich der Fußaufweitung gezogen. Das zwischenzeitliche Abteufen der Verrohrung bis auf Endteufe diente dazu den Ringraum bzw. die Umströmungsfläche um den Pfahlfußaufschneider herum zu vergrößern. Die Gefahr eines Stabilitätsversagens der Bohrlochwand in den sandigen Bodenschichten infolge Vakuums beim Ziehen des Fußaufweiters wurde hierdurch signifikant reduziert. Nachfolgend sind Eigenschaften der eingesetzten Bentonitsuspension angegeben. In Abbildung 1 sind zudem zwei der eingesetzten Pfahlfußaufschneider exemplarisch dargestellt.

Tabelle 2: Suspensionseigenschaften

Bentonit-Suspensionseigenschaften	
Bentonit	Tixoton
Marsh-Viskosität	< 50 sek
Dichte	< 1,1 kg/m ³
Sandgehalt	< 3,5 %



Abbildung 1: Pfahlfußaufschneider für Bohrpfähle 0,9 m und 1,2 m (Quellen: DEGES, BBI)

Das Ausklappen der beiden Schneidflügel erfolgte über die sog. Druckspindel mit Kellyboxanschluss im oberen Bereich des Pfahlfußaufschneiders. Dazu wurde das Bohrwerkzeug auf der Bohrlochsohle abgesetzt und die Druckspindel mit der Kelly sukzessive nach unten gedrückt. Durch diesen Mechanismus war sichergestellt, dass die Schneidflügel nur bei Vorhandensein des erforderlichen Gegendrucks an der Bohrlochsohle ausgefahren werden können. Der gewünschte Radius der Fußaufweitung wurde durch eine mechanische Begrenzung der Axialverschiebung des Druckgestänges eingestellt.

Während des Aufschneidvorgangs wird gelöster Boden in den unteren Teil des Grundkörpers gefördert. An diesem ist zur Entleerung ein Klappboden installiert. Der Klappboden ist mit einer drehbaren Bodendruckplatte versehen, welche bodenseitige Reibung vermindert und ein Tieferbohren während der Herstellung der Fußaufweitung verhindert. Der Pfahlfußaufschneider wurde in den oben genannten drei Durchmesser auf der Baustelle vorgehalten und eingesetzt.

Der Bohrvorgang, also das Aufschneiden bzw. Aufweiten des Pfahlfußes mit anschließendem Leeren des Bohreimers an der Oberfläche, wurde i. d. R. dreimal hintereinander

ausgeführt, bis die Fußaufweitung auf das gewünschte Maß hergestellt war. Die Entscheidung des Gerätefahrers über die Fertigstellung der Aufschneidung des Pfahlfußes bis auf das gewünschte, eingestellte Maß erfolgte anhand von der Beobachtung der Last am Kellyseil und der Menge des geförderten Bohrguts beim Entleeren des Grundkörpers. Nach Herstellung der gewünschten Fußaufweitung wurde die Bohrlochsohle im Schaftquerschnitt mittels Bohreimer mit Räumleiste gereinigt und der Bewehrungskorb eingestellt.

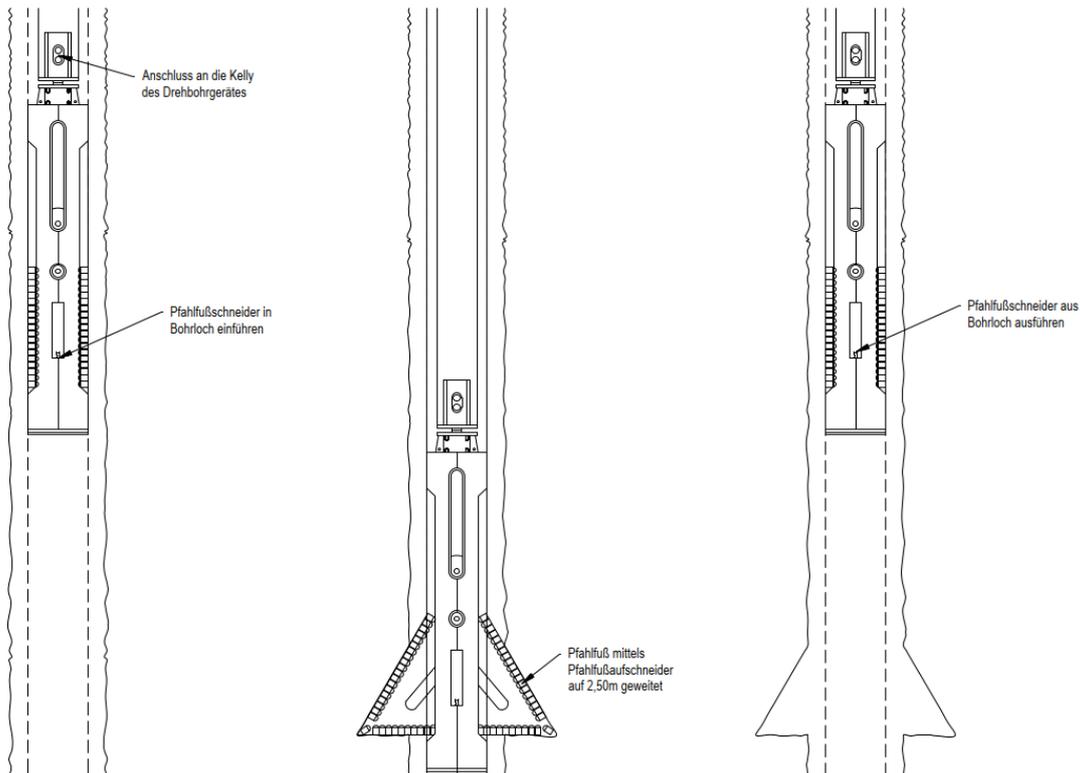


Abbildung 2: Schematische Darstellung des Bohrvorgangs (Quelle: GuD)

4 Eingesetzte Messverfahren

Im Rahmen der Qualitätssicherung wurden unterschiedliche Verfahren bzgl. ihrer Eignung zum Nachweis der ordnungsgemäßen Pfahl- bzw. Pfahlfußherstellung erprobt. Insgesamt wurden drei unterschiedliche Messsysteme zur Untersuchung der tatsächlich Bohrlochgeometrie eingesetzt:

- Kodenmessung
- Shape-Messsystem
- Pfahlinspektor

4.1 Kodenmessung

Das Koden-Messsystem des Herstellers Koden Electronics Co., Ltd. basiert auf einer Ultraschall-Distanzmessung und wird zur Ermittlung der Form des Bohrlochs bzw. des ausgehobenen Schlitzes eingesetzt. Während des Messvorgangs wird ein Echolotsensor vertikal in das Bohrloch abgelassen. Dabei werden kontinuierlich die Abstände zur Bohrlochwand in zwei Messachsen aufgenommen und protokolliert. Auf diese Weise können Anomalien in der Geometrie identifiziert werden.



Abbildung 3: Echolotsensor zentrisch über und im Bohrloch ausgerichtet (Quellen: DEGES, BBI)

Das Verfahren wurde im Zuge der Vorabmaßnahme bei zwei Bohrpfählen eingesetzt. Eine besondere Herausforderung an das Messverfahren schien dabei die vergleichsweise dick angerührte Suspension zu sein. Vorgaben bzw. Einschränkungen für die Herstellung der Stützsuspension waren nicht bekannt.

Gegenüber den Herstellerangaben wurde für die Messungen deutlich mehr Zeit benötigt als erwartet. Maßgeblich war hierbei der Zeitbedarf, der erforderlich war, um mit sehr viel „Fingerspitzengefühl“ die erforderlichen Feineinstellungen vorzunehmen und permanent anzupassen. Gegenüber anderen Systemen, bei denen die Auswertung nachgelagert erfolgt, sind beim Koden-System Einstellungen und Feintuning der Parameter bereits im Zuge der Messungen erforderlich, da das Ergebnis während der Messungen auf Papier gedruckt wird. In der nachfolgenden Abbildung 4 zeigt das Ergebnis in einer Messachse deutlich die erfolgreich hergestellte Pfahlfußaufweitung. In der anderen Achse im gleichen Pfahl war es während der Messfahrt nicht gelungen die richtigen Einstellungen zu finden.

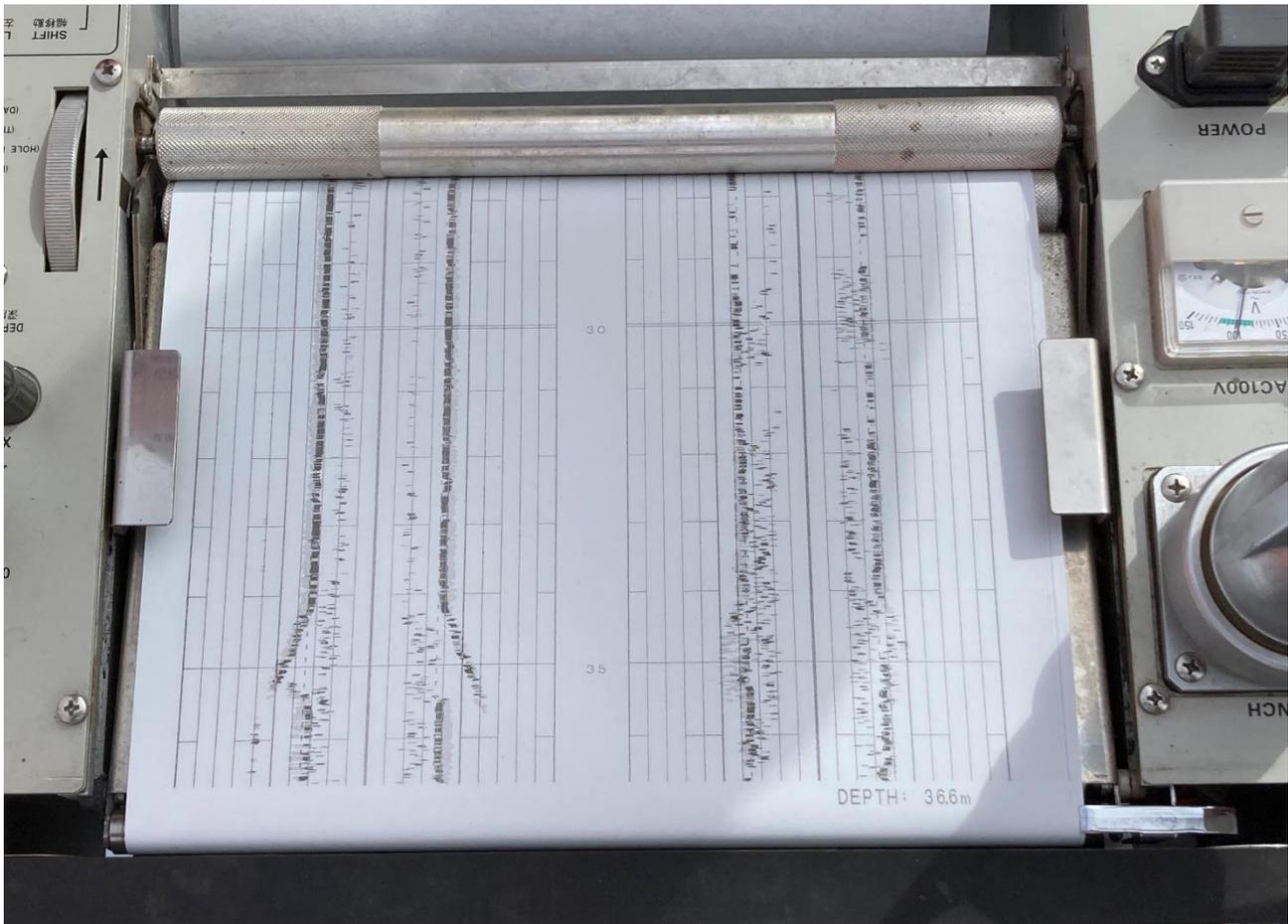


Abbildung 4: Bandschreiber und Ergebnisplot des Kodenmessgeräts (Quelle: DEGES)

4.2 SHAPE – Shaft Area Profile Evaluator

Neben dem Kodenmesssystem wurde alternativ auf Anregung der GSP mbH, Mannheim das Gerät „SHAPE – Shaft Area Profile Evaluator“ von der Fa. Pile Dynamics, Inc. eingesetzt. Es handelte sich um den ersten Einsatz dieses Messgerätes in Deutschland. Der Einsatz auf der Baustelle sowie die Auswertung der gewonnenen Daten wurden in Zusammenarbeit von BBI und GSP durchgeführt.

Beim SHAPE-System (White et al., Hannigan und Pisccalco) handelt es sich ebenfalls um ein Ultraschallmesssystem, welches jedoch an dem Kelly-Gestänge montiert und innerhalb des Bohrlochs bewegt werden kann. Somit ist der Einsatz auch in geneigten Bohrlöchern möglich. Ein Einsatz über eine Absenkvorrichtung vergleichbar der Koden-Messmethode ist ebenfalls möglich, aber während dieser Baumaßnahme nicht angewendet worden.

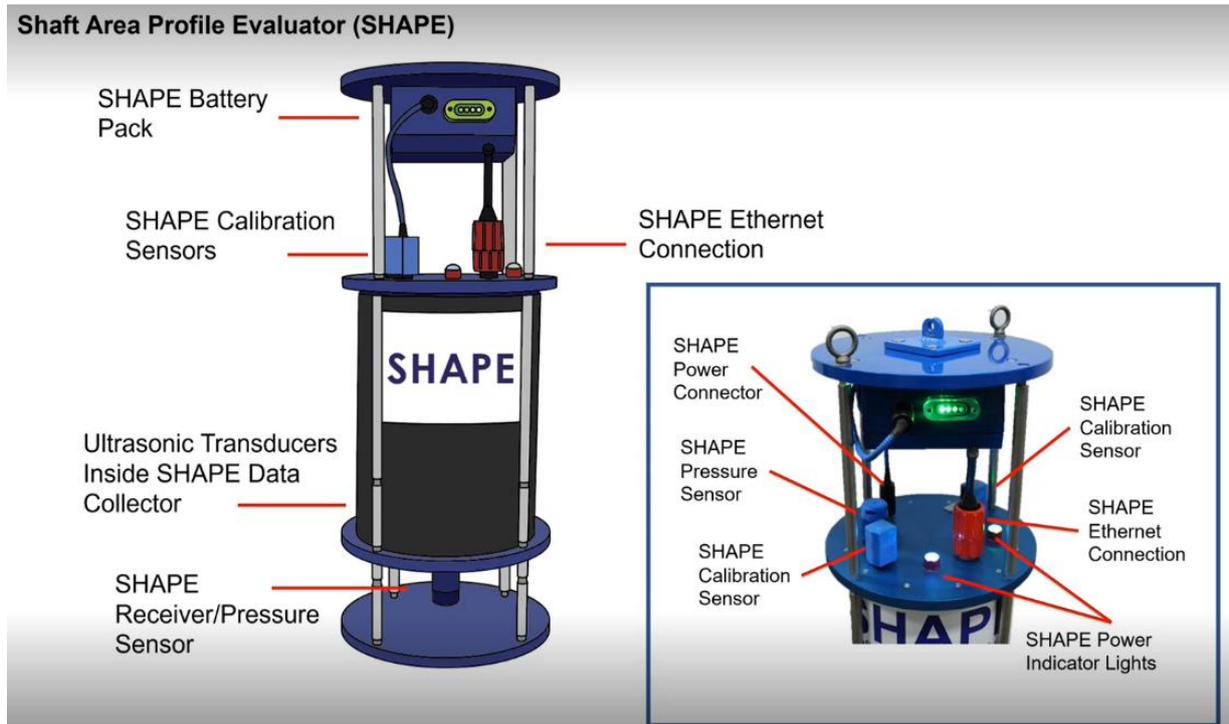


Abbildung 5: SHAPE Ultraschallmessgerät (Quelle: PDI)

Acht simultan arbeitende Ultraschallsender (Transmitter) senden im Sekundentakt ein Signal senkrecht zur Bohrlochachse, welches dort reflektiert und von einem Empfänger im unteren Teil der Fußplatte aufgenommen wird. Die gewünschte Auflösung der Messungen über die Bohrlochtiefe kann über die Absenk- bzw. Ziehgeschwindigkeit des Messgeräts durch den Geräteführer des Bohrgeräts gesteuert werden. Im oberen Bereich befindet sich ein Sender-/Empfänger-Paar zur Kalibrierung der Wellengeschwindigkeit innerhalb der Suspension, um evtl. streuende Suspensionseigenschaften berücksichtigen zu können. Zwei Drucksensoren im oberen und unteren Teil des Messgeräts nehmen kontinuierliche etwaige Druckveränderungen zur Tiefenmessung auf.

Der Betrieb des Messgeräts geschieht kabellos über ein Tablet und ist optional über ein Datenkabel zur kontinuierlichen Datenübertragung möglich. Beim kabellosen Einsatz werden die Messdaten im Datenspeicher des Messgeräts gesammelt. Der Datentransfer erfolgt über eine kabellose Verbindung sofort nach Abschluss des Ziehvorgangs bzw. nach dem Auftauchen aus der Suspension. Die SHAPE-Messungen ermöglichen eine 360°-Erfassung der Bohrlochkonturen und eine 2D- bzw. 3D-Darstellung des Bohrloches nach erfolgter Datenauswertung.



Abbildung 6: SHAPe über dem Bohrloch an der Kelly montiert (Quelle: BBI)

Vor Ort wurde neben einer Plausibilitätsprüfung der Daten lediglich die ausreichende Qualität der gewonnenen Daten festgestellt. Im Zweifelsfall entschied sich der Messingenieur für eine weitere Messfahrt im selben Bohrloch. Die eigentliche Datenauswertung wurde später im Anschluss an die Messungen durchgeführt.

Die für eine zuverlässige Messung vom Gerätehersteller PDI empfohlenen Suspensions-eigenschaften betragen:

- Sandgehalt: < 5 %
- Marsh-Zeit: < 35 sek

Vor jeder Messung sollten diese Suspensionseigenschaften bauseits eingestellt und überprüft werden.

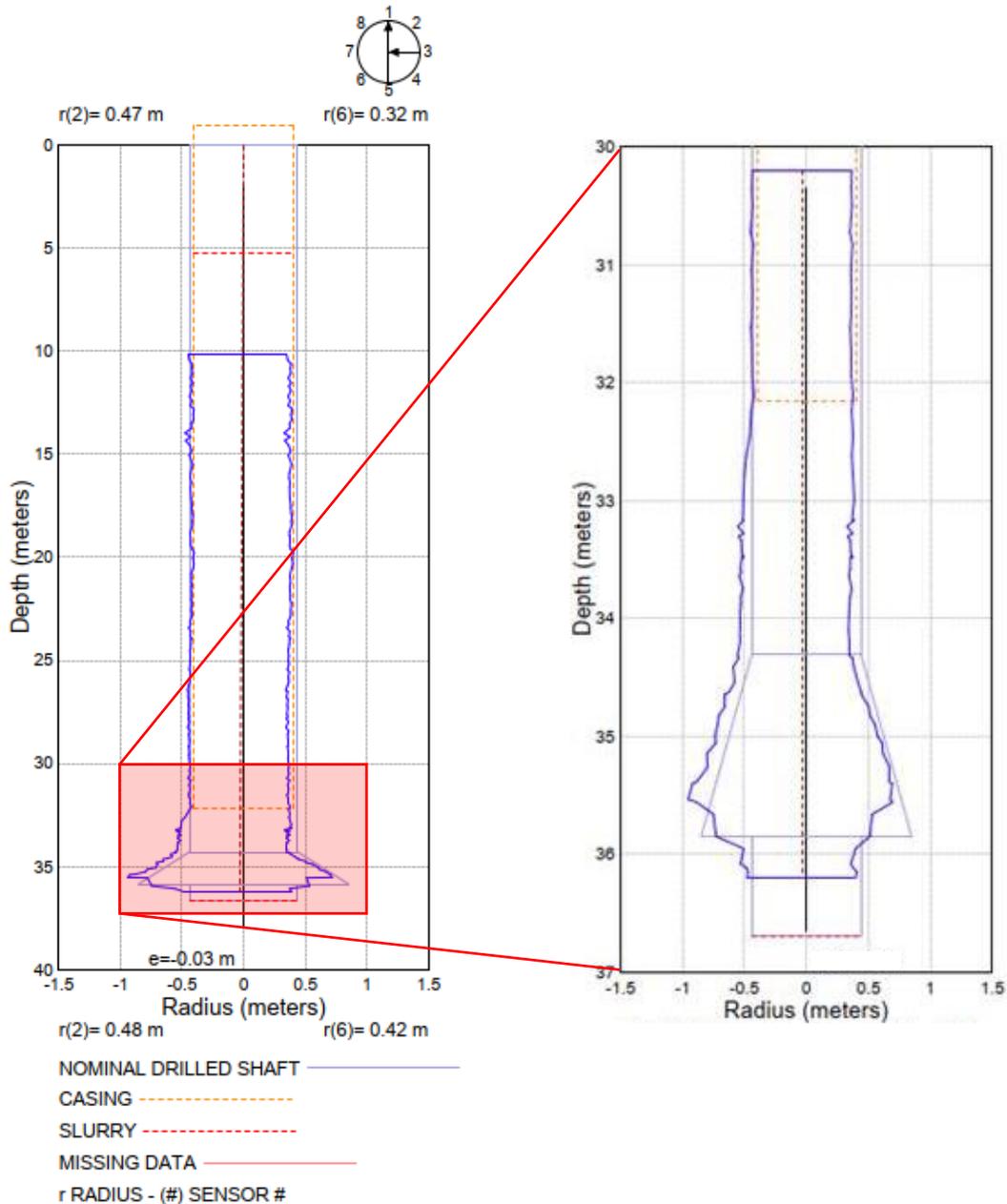


Abbildung 7: Grafische Darstellung der Messergebnisse über die Tiefe (Quelle: GSP)

In Abbildung 7 ist exemplarisch die Darstellung der Messergebnisse über die Bohrlochtiefe in m auf der y-Achse für einen Bohrpfahl dargestellt. Auf der x-Achse ist der gemessene Radius in m dargestellt. Die hier dargestellte Messachse verläuft von Sensor 1 auf Sensor 5. Der Pfahl hat planmäßig einen Durchmesser von 0,9 m, eine theoretische maximale Fußaufweitung auf 1,65 m und eine Gesamtlänge von 36,7 m u. GOK. Die Suspensionsdaten lagen mit einem Sandgehalt von 2 % und einer Marsh Zeit von 37 sek im Bereich der vom Hersteller angegebenen Richtwerte. Die aufgezeichneten Messdaten waren eindeutig und gut auswertbar.

In gelb strichliert dargestellt ist die Verrohrung innerhalb des Bohrloches bis ca. 4,0 m über dem Pfahlfuß. Die rote Markierung verdeutlicht die Suspension mit einem Suspensionspiegel von ca. 5,20 m u. GOK. Die dunkelblaue Markierung zeigt den Verlauf der Messergebnisse, welche der planmäßigen Bohrlochgeometrie in hellblau gegenübergestellt werden.

Unter Rücksichtnahme der kalibrierten Wellengeschwindigkeit je Messung wurde der Innendurchmesser der Verrohrung sehr gut erfasst bzw. bestätigt. Dies lässt den Schluss zu, dass die Messergebnisse auch im unverrohrten Bereich bzw. in der Fußaufweitung plausibel bewertet werden können. Nichtsdestotrotz mussten Störeinflüsse im Fußbereich festgestellt werden, was die Interpretation der Wellenreflektionen erschwert hat. Eine mögliche Erklärung ist, dass sich die Suspensionseigenschaften durch den Aufschneidvorgang ungünstiger entwickelten als zuvor bauseits im Labor gemessen wurden.

Zur genaueren Betrachtung der Fußaufweitung ist in Abbildung 7 rechts eine detaillierte Darstellung der Messergebnisse für die Tiefen von 30 m bis 37 m u. GOK abgebildet. Die Ultraschallmessungen bzw. die Aufzeichnungen der Wellenreflektionen innerhalb der Suspension ermöglichen die Darstellung der tatsächlich vorhandenen Bohrlochkontur. Die ausgewerteten Messergebnisse bilden die planmäßige Fußaufweitung grundsätzlich ab. Abweichungen liegen im Zentimeter-Bereich und dürfen vernachlässigt werden. Der Verlauf der Messergebnisse innerhalb der Verrohrung bestätigt diese Annahme. Eine etwaige Exzentrizität des Pfahlschaftes ist mit dem SHAPE-System grundsätzlich messbar. Dies setzt jedoch eine lotrechte und zentrische Ausrichtung der Kelly über dem Bohrloch voraus.

Die Detaildarstellung verdeutlicht darüber hinaus, dass der Bereich der maximalen Fußaufweitung im Tiefenbereich von ca. 35,5 m bis 35,75 m u. GOK messtechnisch nicht erfasst werden konnte. Die gemessene maximale Aufweitung liegt bei 1,55 m. Dieser verfahrensbedingte Abschattungseffekt ist in Abbildung 8 veranschaulicht. Der jeweilige Sender und Empfänger im SHAPE-Messsystem haben einen vertikalen Abstand von ca. 10 cm zueinander. Dieser baulich bedingte Umstand verursacht, dass die Wellenreflektion in den äußersten Spitzen der Fußaufweitung nicht vom Empfänger aufgenommen werden können, da diese zuvor von der Basis der Aufweitung reflektiert werden. Wird der Umstand berücksichtigt, dass für die untersten 10 - 15 cm der Fußaufweitung keine Messdaten generiert

werden können, lässt sich die gesamte Aufweitungsgeometrie ausreichend genau abschätzen.

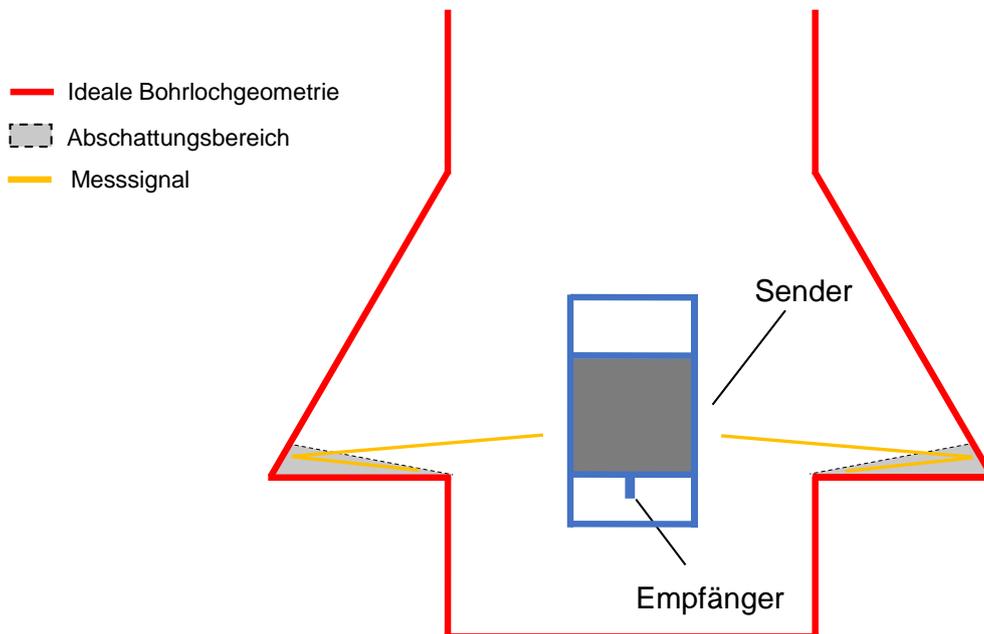


Abbildung 8: Abschattungseffekt im untersten Bereich der Fußaufweitung (Quelle: BBI)

Es konnte festgestellt werden, dass das SHAPE-Messsystem unter den Randbedingungen dieser Baumaßnahmen mit den beschriebenen Geometrien und Bedingungen vor Ort geeignet ist, um die tatsächlichen Konturen und Abmessungen des Pfahlschaftes insbesondere der Fußaufweitung zu ermitteln und zu untersuchen. Die Anwendungsgrenzen bestehen in den beschriebenen Abschattungseffekten als auch in der Einstellung der geforderten Suspensionseigenschaften, die auf der Baustelle nur von Frischsuspension zu erreichen sind. Bei weiteren Messfahrten hat sich herausgestellt, dass bei Suspensionseigenschaften deutlich oberhalb der genannten Richtwerte die Auswertung erschwert wird, was den Aufwand für eine zuverlässige Interpretation der Messung erhöht.

4.3 Pfahlinspektor

Neben den ultraschallbasierten Systemen wurde im Zuge der Vorabmaßnahme auch ein mechanisches System zur Ermittlung der Bohrlochgeometrie eingesetzt. Der sog. „Pfahlinspektor“ ist ein von der GuD entwickeltes Messgerät, mit dem die Bohrlochwand mittels vier Messarmen tiefenbezogen mechanisch abgetastet wird. Hierzu wird der Pfahlinspektor ins Bohrloch herabgelassen und auf der Bohrlochsohle abgesetzt. Nach einer definierten Zeit unter konstanten Druckverhältnissen werden die vorgespannten Messarme durch einen programminternen Auslösemechanismus elektronisch freigegeben. Die Messung erfolgt während des anschließenden Hochziehens des Pfahlinspektors. Die Messdaten werden kontinuierlich aufgezeichnet und auf dem Datenspeicher des Pfahlinspektors gespeichert. Die Datenübertragung erfolgt nach Abschluss der Messfahrt über eine Bluetooth-Verbindung an ein entsprechendes Endgerät. Die für die Auswertung erforderliche Tiefenzuordnung erfolgt über die Ergebnisse der kontinuierlichen Messung des hydrostatischen Drucks. Jedem Druckänderungsschritt, welche abhängig von der Wichte des umgebenden Mediums ist, wird ein Messwert zugeordnet.

Durch das seitliche Anbringen von Abstandsplatten an die Stahlkonstruktion des Pfahlinspektors wird das Gerät auch bei unterschiedlichen Bohrdurchmessern zentrisch im Bohrloch ausgerichtet und ist damit in Verbindung mit der Montage an der Kellystange des Bohrgeräts durch die Führung auch für den Einsatz bei Schrägpfählen geeignet. Für weitere Details zum eingesetzten Gerät und seiner Funktionsweise wird auf den entsprechenden Beitrag vom Pfahlsymposium 2023 [Schneider et al.] verwiesen.

Der Pfahlinspektor kann wahlweise über die Kelly des Bohrgeräts oder ein Hebegerät eingesetzt werden. Im Zuge der Vorabmaßnahmen hat sich bei lotrechten Pfählen aus baubetrieblichen Gründen die Verwendung mittels Hebegeräts bewährt.



Abbildung 9: Pfählspektor vor und nach der Messfahrt mittels Seilbagger (Quelle: BBI)

In Abbildung 10 sind beispielhaft die Messergebnisse von einem der vier Messmodule dargestellt. Auf der x-Achse ist der gemessene Radius in m über die Tiefe auf der y-Achse dargestellt. Die Darstellung berücksichtigt nur die gemessenen Daten innerhalb der Suspension. Oberhalb des Suspensionsspiegels werden durch den Pfählspektor keine Messungen durchgeführt, da die Tiefenmessung durch hydrostatische Messaufnehmer entfällt. Eine solche Darstellung wird nach der Datenübertragung auf einen Laptop für alle 4 Messmodule direkt erstellt. Dies erlaubt eine direkte Einschätzung der tatsächlich vorhandenen Bohrlochgeometrie durch den Messingenieur unmittelbar nach der Messfahrt.

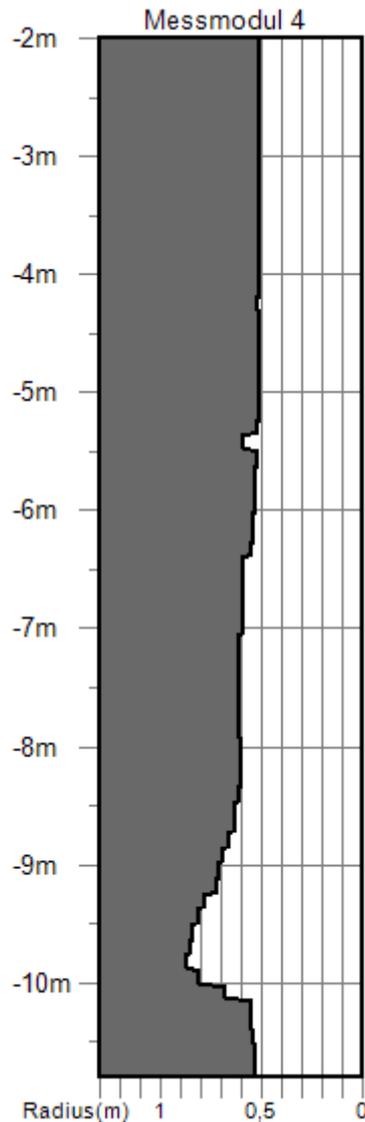


Abbildung 10: Beispielhafte Darstellung des Messergebnisses des Messmodul 4 (Quelle: GuD/BBI)

Nach einer Messung wird eine Excel-Datei erstellt, die eine detailliertere Betrachtung und Bewertung des ermittelten Bohrlochprofils ermöglicht. Das in Abbildung 10 dargestellte Profil wurde in einem Pfahl mit 1,20 m Schaftdurchmesser und 2,20 m max. Fußdurchmesser ermittelt. Der Pfahlinspektor hat während dieser Messfahrt in Abhängigkeit der Druckänderung in der Suspension alle 13 cm eine Messung ausgelöst. Dies ist aktuell der Bereich der feinsten Auflösung, womit der nicht geradlinige Verlauf der Bohrlochwand zu erklären ist.

Die Aussparung bei ca. 5,30 m hängt mit dem Ende der Verrohrung und dem Übergang in den unverrohrten Bereich bis 11 m zusammen. Der größte gemessene Radius im Bereich der Fußaufweitung liegt bei 90 cm. Der planmäßig hergestellte Radius beträgt hier jedoch 110 cm. Bedingt durch die Kinematik der Tastarme des Pfahlinspektors entsteht hier

verfahrensabhängig stets ein nicht messbarer Bereich. Der Verlauf der Bohrlochwandung unterhalb von 10 m bestätigt diesen Eindruck, da die gemessene Geometrie vom kegelförmigen Idealverlauf abweicht. In Abbildung 11 ist der nicht messbare Bereich der Fußaufweitung dargestellt.

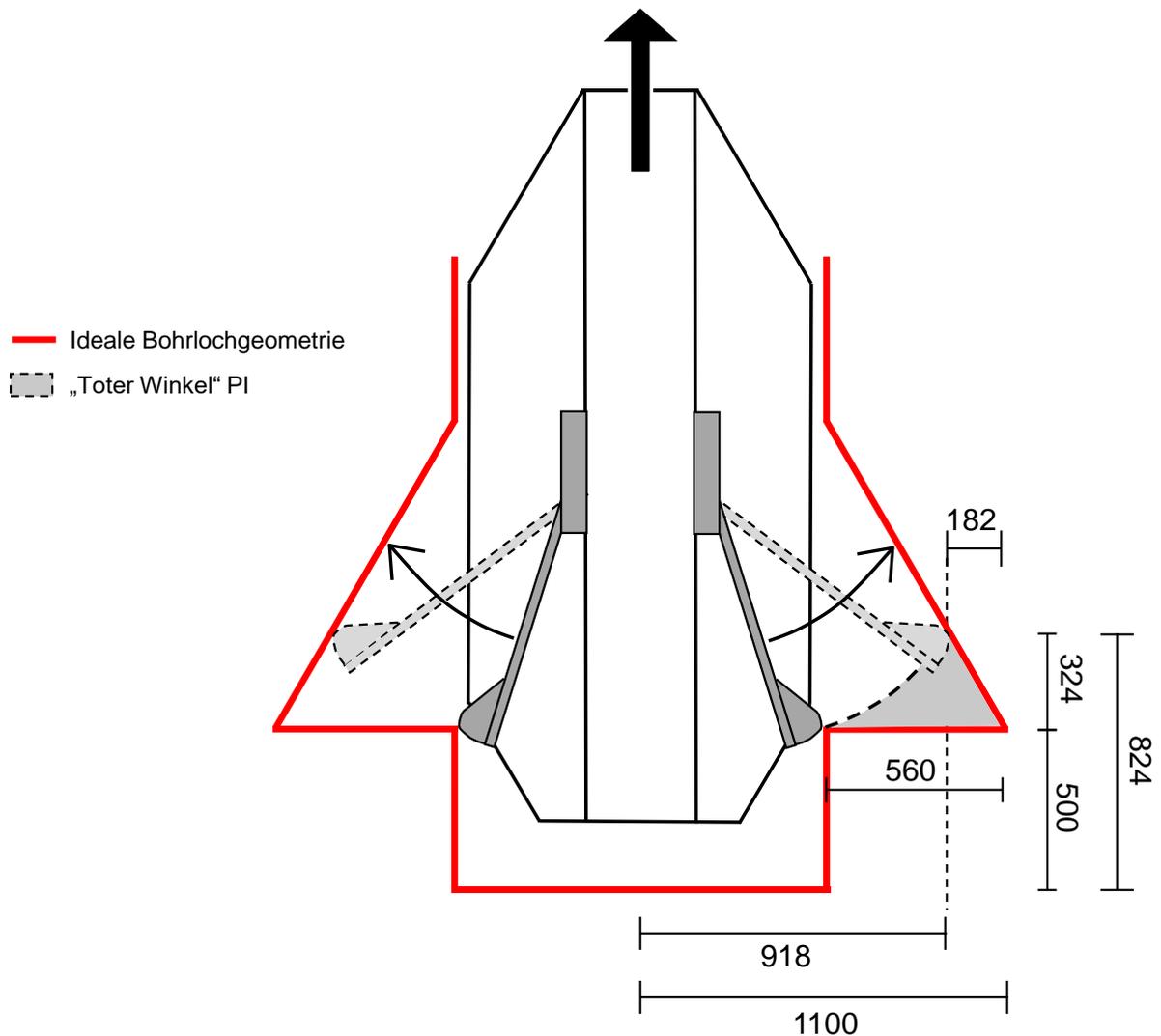


Abbildung 11: Toter Winkel beim Pfahlinspektor (Quelle: BBI)

Wird dieser Sachverhalt berücksichtigt, kann auf das tatsächlich hergestellte Profil geschlossen werden. Hierzu ist die theoretisch maximal messbare Aufweitung mit der tatsächlich gemessenen Aufweitung für den jeweiligen Pfahltyp abzugleichen.

5 Vergleichende Betrachtung

Nachfolgend werden vergleichende Betrachtungen mit Vor- und Nachteilen und der genaueren Erläuterung etwaiger Anwendungsgrenzen angestellt. In Zusammenhang mit der Verwendung der ultraschallbasierten Systeme sind die Eigenschaften der verwendeten Bentonit-Suspension hervorzuheben: Zu Beginn der Pfahlarbeiten wurden Erfahrungen mit instabiler Bentonitsuspension gemacht, die auf mögliche Einflüsse aus den durchhörten Bodenschichten mit nennenswertem Anteil an organischem Material zurückgeführt wurden. Infolgedessen wurde die Suspension zur Sicherstellung der Bohrlochstützung für die weiteren Bohrarbeiten mit einem höheren Bentonitanteil angemischt. Die daraus resultierende Marsh Zeit von bis zu 50 sek lag deutlich über dem seitens des Herstellers des Shape-Systems empfohlenen Richtwerts von 35 Sekunden.

5.1 Koden-Messsystem

Beim Einsatz des Koden-Messsystems konnten innerhalb der Suspension nur bedingt zuverlässige Signale empfangen werden, sodass die Darstellungen auf dem Bandschreiber nicht immer auswertbar waren. Die Signale wurden gem. Anwender bereits vor Erreichen der Bohrlochwand teilweise in der Suspension reflektiert und verringerten dadurch die Signalqualität. Dies stand ggfs. mit einem zu hohen Sandgehalt in der Suspension im Zusammenhang. Die Suspensionseigenschaften sind demnach ein wesentlich limitierender Faktor für die Anwendung des Systems. Darüber hinaus stehen keine digitalen Daten zur weiteren Auswertung zur Verfügung, sodass eine nachträgliche Bearbeitung der Daten nicht möglich ist. Das System wird aufgrund der seilgebundenen Konstruktionsweise als ungeeignet für den Einsatz in Schrägpfählen erachtet.

5.2 SHAPE

Im laufenden Baubetrieb hat sich herausgestellt, dass der Einsatz der Ultraschallmessungen mittels SHAPE und dem hier zur Verfügung stehenden Kelly-Adapter und damit der Eingriff in den Bauablauf bei ca. 25 min liegt, wobei die eigentliche Messfahrt für bis zu 37 m lange Pfähle zwischen 5 und 8 min betrug. Die übrige Zeit war mit Vorbereitungen und der Montage an der Kelly des Bohrgerätes verbunden. Eine Verkürzung der Rüstzeit könnte beispielsweise durch die Anwendung alternativer Kelly-Adapter erreicht werden. Weitere Zeiteinsparungen bei der späteren Hauptbaumaßnahme sind daher realistisch. Beim Einsatz des SHAPE-Systems zur Qualitätskontrolle der Herstellung der Pfähle müssen

diese Zeiten berücksichtigt und einkalkuliert werden, was mit zunehmender Praxis jedoch während dieser Baumaßnahme sehr gut umsetzbar war.

Außerdem sind die vorgestellten Anforderungen an die Suspensionseigenschaften ein weiterer einzukalkulierender Faktor, welcher für den Praxiseinsatz unbedingt zu berücksichtigen ist.

Sind die Suspensionseigenschaften wie erforderlich eingehalten, ergeben sich eindeutige Messergebnisse, die selbst mit dem in der Software auf dem Baustellencomputer integrierten automatischen Auswerte-Algorithmus direkt im Anschluss an die Messung dargestellt und bewertet werden können. Ist ein mit diesen dynamischen Messungen vertrauter Messingenieur auf der Baustelle oder im Büro verfügbar, kann die Messung auch direkt einer finalen Auswertung zugeführt werden, bevor der weitere Herstellungsprozess beginnt.

Im vorliegenden Fall war ein erhöhter Auswerteaufwand vor allem immer dann gegeben, wenn die Suspensionseigenschaften ungünstig waren. In dem Zusammenhang wurde festgestellt, dass bis zu einer Marsh Zeit von ca. 40 Sekunden eine Auswertung gut möglich war.

Vorteile liegen eindeutig in der hohen Messqualität dieses Systems. Die Erfassung mit 8 Sensoren über den Umfang und einer Abtastrate von 1 Hz erlaubt eine sehr detaillierte Abbildung der Bohrlochwand. Darüber hinaus sind durch die geringen Abmessungen und das geringe Gewicht keine zusätzlichen Transporte zur Mobilisierung auf die Baustelle oder lokale Transporte mit Hebezeugen auf der Baustelle erforderlich.

5.3 Pfahlinspektor

Der Pfahlinspektor erreicht in der jetzigen Konfiguration eine geringere Auflösung als das SHAPE-System, da derzeit eine Messung der Bohrlochgeometrie über Änderungen im Suspensionsdruck alle 13 cm erfolgt. Anpassungen in der Hard- und Software könnten zukünftig eine feinere Erfassung technisch möglich machen. Das Abtasten mittels vier Messarmen erlaubt die Erfassung der Bohrlochwand in zwei Achsen. Eine höhere Auflösung könnte durch die Installation weiterer Messarme erreicht werden. Ein weiterer Nachteil des Pfahlinspektors sind die beschriebenen Messschatten im Bereich der maximalen Ausdehnung der Fußaufweitung. Diese fallen größer aus als beim SHAPE-System und können durch die geringere Auflösung verstärkt werden.

Der wesentliche Vorteil des Systems gegenüber den ultraschallbasierten Verfahren liegt in dem einfachen Messprinzip. Anforderungen an die Suspension gibt es praktisch nicht. Ein weiterer Vorteil ist die sofortige Ergebnisdarstellung nach erfolgter Messfahrt ohne weitere Datenauswertung. Dies erlaubt vor Ort sofort eine qualitative Aussage zur erfolgten Fußaufweitung zu treffen. Im Bedarfsfall kann vor Ort direkt festgestellt werden, dass die Fußaufweitung noch nicht ausreichend erfolgt ist und der Aufschneidvorgang wiederholt werden muss.

In der Praxis belief sich der Eingriff in den Bauablauf auf insgesamt rund 10 min. Hierzu zählen die Messfahrt als auch die Hubarbeiten mittels Seilbagger. Wenn der Pfahlinspektor über das Bohrgerät eingesetzt wurde, belief sich der Eingriff in den Bauablauf auf ca. 20 min, also vergleichbar mit dem SHAPE-System.

In der nachfolgenden Tabelle 3 werden die Bedingungen und Eigenschaften der drei Messsysteme einander gegenübergestellt.

Tabelle 3: Gegenüberstellung der Messsysteme

Parameter	Koden	SHAPE	Pfahlinspektor
Messmethode	Ultraschall	Ultraschall	Mechanisch
Systemvoraussetzungen			
Trägergerät	nicht erforderlich	Drehbohranlage	Drehbohranlage Kran/Seilbagger
Pfahlneigung möglich	nein	ja	ja
Anforderung an Suspension	ja	ja	nein
Zeitbedarf			
Installation Messgerät	10 min	5 - 15 min	5 - 15 min
Dauer einer Messung	ca. 15 - 30 min (120 min) *)	ca. 5 - 8 min	ca. 5 - 10 min
Dauer bis zur Auswertung	sofort	ca. 60 min	sofort
Messergebnis			
Anzahl Messachsen	2	4	2
konkretes Profil	ja	ja	ja
toter Winkel	ja	ja	ja
Daten digital/ analog	analog	digital	digital

*) Erhöhter Zeitbedarf bei ungünstigen Suspensionseigenschaften

6 Zusammenfassung

Im vorliegenden Beitrag wurden drei Messsysteme vorgestellt, die zur Qualitätsüberwachung bei der Herstellung von Großbohrpfählen mit Pfahlfußaufweitung eingesetzt worden sind. Alle drei Systeme dienen dazu, vor der Betonage des Bohrpfahls im suspensionsgestützten Bohrloch das Profil der hergestellten Pfahlfußaufweitung zu ermitteln. Bei zwei der eingesetzten Systeme erfolgt die Abtastung der Bohrlochwand mittels Ultraschallmessungen. Neben dem etablierten „Koden“-Messgerät wurde hier erstmals in Deutschland das sog. „Shape“-Messgerät eingesetzt. Die Systeme unterscheiden sich u.a. in der Anzahl der über den Umfang verteilten Sensoren sowie der Steuerung und Auswertung der Messungen.

Beim dritten System, dem sog. „Pfahlinspektor“, handelt es sich um eine Modifikation des Fugeninspektors. Hierbei wird die Bohrlochwand mechanisch abgetastet und der Drehwinkel mehrerer über den Umfang verteilter Tastarme ermittelt und ausgewertet. Das System überzeugt durch ein einfaches Messprinzip und die unmittelbar nach den Messungen zur Verfügung stehenden Ergebnisse.

Im Ergebnis konnte das Profil der Fußaufweitung grundsätzlich mit allen untersuchten Verfahren ermittelt werden. Durch die Untersuchungen konnten jedoch verfahrensbedingte Einschränkungen und Anwendungsgrenzen festgestellt werden. In diesem Zusammenhang sind für die ultraschallbasierten Verfahren insbesondere erhöhte Anforderungen an die Eigenschaften der Stützsuspension im Bohrloch zu nennen. Weitere Unterschiede betreffen beispielsweise den messbaren Bereich, den Zeitpunkt bis zum Vorliegen der Ergebnisse und die Möglichkeit des Einsatzes bei geneigt hergestellten Bohrungen.

Literatur

Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle (EA-Pfähle): Hrsg. Arbeitskreis „Pfähle“ der DGGT – Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V.: 2. Auflage 2012, Verlag Ernst & Sohn Berlin

Hannigan, P.J., Piscealko G.: Advances in Quality Control Methods for Bored Pile and Diaphragm Wall Foundations with Case Histories, 4th Baltic Sea Region Geotechnical Conference, OP Conf. Series: Earth and Environmental Science 727 (2021)

Koden Electronics: DM-602RR/604RR – Ultrasonic Drilling Monitor for Construction. Product Brochure, Koden Electronics Co. Ltd, 2022.

Pile Dynamics, Inc. (PDI): Shaft Area Profile Evaluator (SHAPE), Manual, 2022, Cleveland, USA.

Schneider, N., Stahlhut, O., Scheffer, J.: Pfahlinspektor, eine Neuentwicklung zur Prüfung von Pfahlfuß-Aufweitungen, Pfahl-Symposium 2023, Mitteilung des Instituts für Geomechanik und Geotechnik, Band 2, 2023, TU Braunschweig

Stahlhut, O., Sander, M., Ruiken, A.: Konzeptionierung von Pfahleinzeln- und Gruppenprobelastungen unter Berücksichtigung von best-estimate Werten auf Basis instrumentierter Probelastungen, Pfahl-Symposium 2023, Mitteilung des Instituts für Geomechanik und Geotechnik, Band 2, 2023, TU Braunschweig

White, B., Morgano, M., Phetteplace, B.: Quantitatively assessing the geometry and base conditions of drilled shaft excavations, 11th International Stress Wave Conference, The Netherlands; 2022

Autoren

Philipp Lenz, M. Sc. p.lenz@b-b-i.de
Dr.-Ing. Dipl.-Wirtsch.-Ing. Olaf Stahlhut o.stahlhut@b-b-i.de
BBI Geo- und Umwelttechnik Ingenieur-Gesellschaft mbH www.b-b-i.de
Lübecker Straße 1, 22087 Hamburg Tel.: 040 229468 – 0

Dr.-Ing. Axel Ruiken ruiken@deg.es.de
DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH www.deg.es.de
Völklinger Straße 4, 40219 Düsseldorf Tel.: 0211 913491 – 70

Dr.-Ing. Matthias Schallert ms@gsp-mannheim.de
Gesellschaft für Schwingungsuntersuchungen und dynamische Prüfmetho den mbH
www.gsp-mannheim.de
Steubenstraße 46, 68163 Mannheim +49 (0)621 / 331 361

Dipl.-Ing. Univ. Nikolaus Schneider schneider@gudconsult.de
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH www.gudconsult.de
Darwinstr. 13, 10589 Berlin +49 30 789089-51

30 Jahre Glasfasermessungen in der Geotechnik

Dieser Beitrag ist dem Obmann des Ankerausschusses DIN NA 005-05-17 AA „Verpressanker“, meinem Weggefährten und beruflichen Freund und Kollegen Klaus Dietz zum Erreichen seines offiziellen Renteneintrittsalters gewidmet.

„Ich werde die Arbeit mit dir vermissen, aber noch mehr werden mir unsere dummen Witze fehlen. Danke für all das, was du die Jahre für mich persönlich als auch für die geotechnische Fachwelt geleistet hast. Genieße das Leben im Ruhestand, wenn Du es kannst!“

1 Einleitung

Seit nunmehr 30 Jahren wird die Glasfasertechnik zur Messung von Verformungen bei der Firma Stump in der Geotechnik erfolgreich eingesetzt.

Aber auch vor 1993/94 wurde im Hause Stump mit der Glasfasertechnik gearbeitet. So wurden u.a. nationale und internationale Patente gehalten. Zu ihnen gehörten zum Beispiel:

- Lichtwellenleiter-Sensor für Zugkräfte und Verfahren zu seiner Herstellung
- Vorrichtung zum Messen der Veränderung der optischen Dichte eines Gasgemisches
- Lichtwellenleiter-Sensor für kleine Zug- oder Druckkräfte
- Messeinrichtung zur Überwachung eines Brückenbauteils mit einem Lichtwellenleiter-Biegesensor
- Temperatur-unempfindlicher Lichtwellenleiter-Dehnungssensor
- Verfahren zur kontinuierlichen Dämpfungsmessung von Lichtwellenleiter-Sensoren mit nur einem zugänglichen Ende
- Messeinrichtung zur Überwachung von Bauwerken, Geländebereichen oder dergleichen

Aber auch ein Messgerät wurde im Hause Stump bis zur Ausführungsreife entwickelt und produziert.

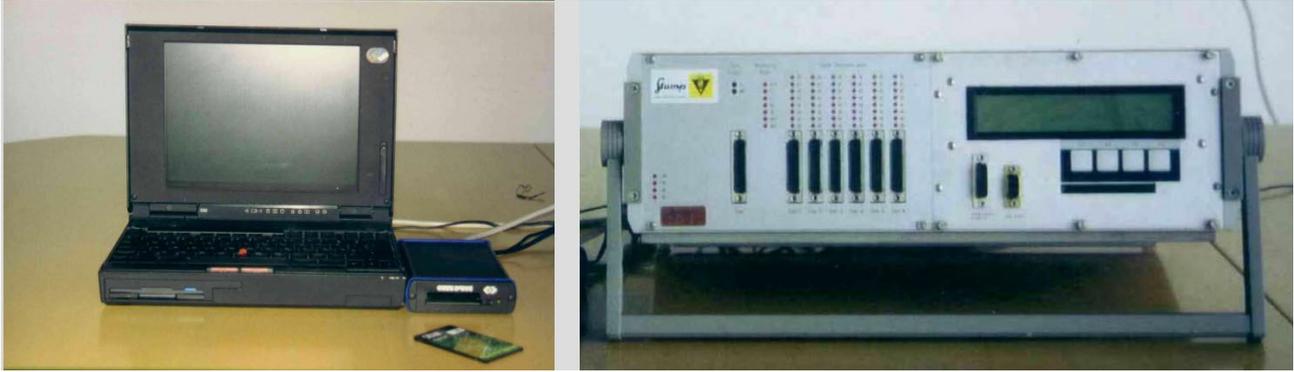


Bild 1: Messgerät und Auswertesoftware für Korrosionssensoren für die Bauvorhaben Storebælt Westbrige, Easterntunnel und (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

Der Fokus lag hierbei jedoch auf der Erfassung von Korrosionseffekten bei Stahl- und Spannbetonbauwerken. Mit dem im Hause Stump entwickelten Messgerät wurde u.a. die Storebelt Brücke überwacht.

Aufbauend auf den Erfahrungen an den Bauvorhaben Storebælt Westbrige, Easterntunnel mit der Entwicklung von Messgeräten und Auswertesoftware wurden diese für faseroptische Messungen in der Krafteintragungstrecke fortgeschrieben.

Wie bereits berichtet (Habel et.al., 1993) erfolgte der Einsatz der faseroptischen Messungen als Einpunktmessungen oder auch als FBG-Messungen an Ankern in der Geotechnik aber auch an Spannbetonbrückenbauwerken.

Zu den geotechnischen Bauvorhaben gehörten unter anderem:

- Edertalsperre: Ausrüstung eines 4.500 kN – Versuchsankers zur Überwachung der freien Strecke und Verpressstrecke bis 73 m

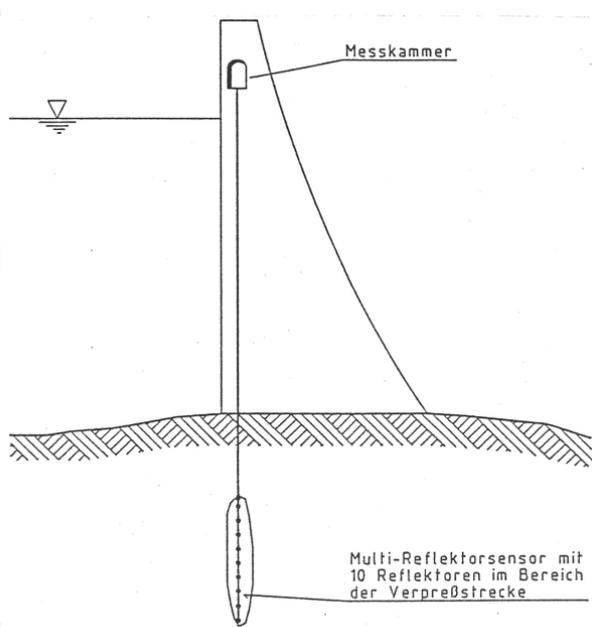


Bild 2: Querschnittsdarstellung der Talspeere mit Ankeranordnung (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

- Baugrube Hector Malot, Paris: Überwachung von Erdankern mit FBGs mit Hilfe eines Sensorstabes

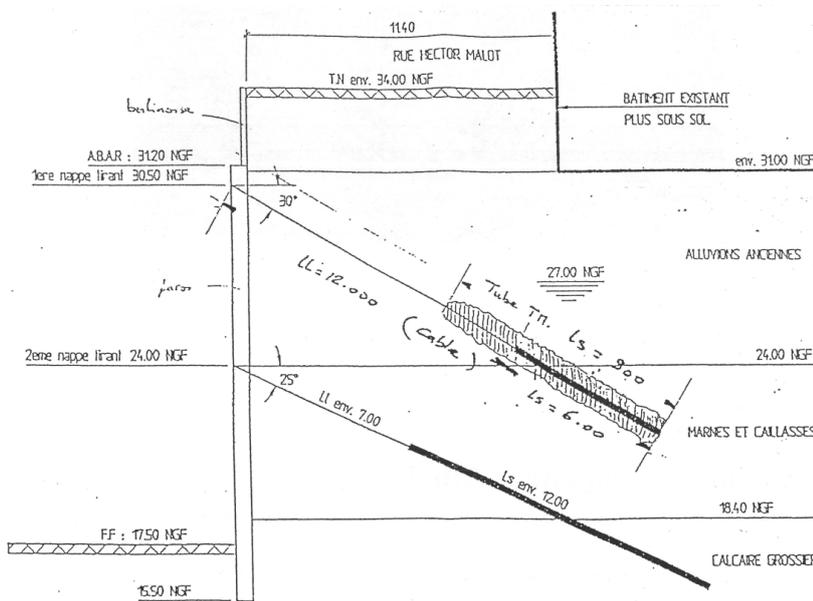


Bild 3: Baugrubenschnitt (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

- Messungen von Bodenzerrungen in Bergheim: Permanentmessungen zur frühzeitigen Erkennung von Bodenverwerfungen in Bergschadensgebieten

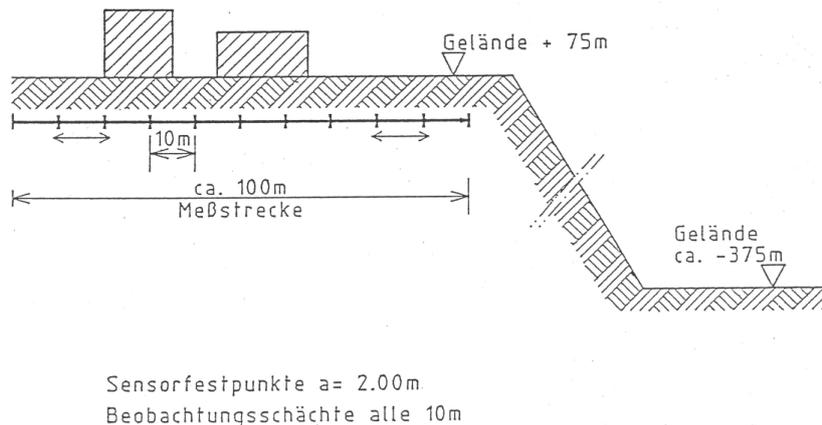


Bild 4: Lage der Messstrecke zum Tagebau (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

- Metro-Station Saint-Michel, Paris: Risserkennungssensoren für die Überwachung einer Tunnelerweiterung

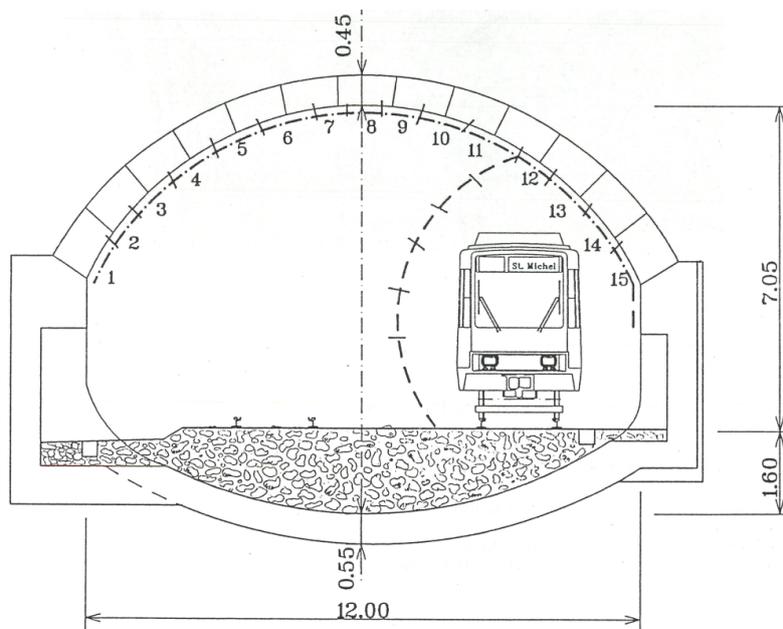


Bild 5: Tunnelquerschnitt und Sensoranordnung (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

usw.

In den Folgejahren wurden im Hause Stump durch den erhöhten Aufwand bei dem Einsatz der Einpunktmessungen und dem Fehlen der Nachfrage sowie der monetären Wirtschaftlichkeit der faseroptischen Messungen die Weiterentwicklung dieses Messverfahrens in der Geotechnik zurückgefahren, aber niemals aus dem Auge verloren. Bis zum Jahr 2006 wurden die Entwicklungen überwiegend durch den Co-Autor begleitet und vorangetrieben.

Im Jahr 2014 stellte sich dem Verfasser aufgrund seiner Tätigkeit in der Forschung und Entwicklung im Hause Stump erneut die Frage, wie aufgrund der Weiterentwicklung der Messverfahren von der Einpunktmessung zum Distributed Sensing der Einsatz der faseroptischen Messverfahren zielführend in der Geotechnik eingesetzt werden kann. Damit wurde der Staffelstab im Hause Stump an den Verfasser zu 1 übergeben.

Der nunmehr sich darstellende Vorteil war die verteilte hochauflösende Messung an geotechnischen Bauteilen wie an Ankern, Pfählen und Schlitzwänden.

In den Folgejahren fanden dann unter der Leitung des Verfassers Messungen mittels Distributed Strain Sensing (DSS), Distributed Temperature Sensing (DTS) und Distributed Acoustic Sensing (DAS) statt. Alle bis heute im Hause Stump eingesetzten Messverfahren basieren auf den drei physikalischen PRINZIPIEN des Distributed Sensing. Namentlich sind dies die Raman-, die Brillouin- und die Rayleigh-Streuung.

2 Prinzipien der Messverfahren des Distributed Sensing

2.1 Raman-Streuung

Mittels Ramaneffekt lassen sich entlang eines Lichtwellenleiters orts aufgelöste Temperaturmessungen durchführen. Neben der Rayleigh Streuung, welche stets vorhanden ist, entsteht zusätzlich hierzu durch Wärmeeinwirkung die so genannte Raman-Streuung. Die Entdeckung ist auf den indischen tamilischen Physiker und Nobelpreisträger Chandrasekhara Venkata Raman (1888 – 1970) zurückzuführen.

Bei der Wärmeinwirkung entstehen im Lichtwellenleiter Gitterschwingungen im Molekülverband. Wird nunmehr Licht in die Faser eingekoppelt, kommt es zu einer Wechselwirkung zwischen den Photonen des Lichtes und den Elektronen des Moleküls. Damit entsteht in der Faser eine temperaturabhängige Lichtstreuung, die Raman-Streuung. Diese Streuung des eingekoppelten Lichtes wird spektral um den Betrag der Resonanzfrequenz der Gitterschwingungen nach oben und unten verschoben (Stokes- /Antistokes-Banden).

Die Raman-Streuung ist im Vergleich zur Rayleigh-Streuung sehr klein und kann nicht mit der klassischen ODTR-Technik (Optical Time Domain Reflectometer) gemessen werden.

Erwähnenswert ist, dass die Intensität des Antistokes-Bandes im Gegensatz zum Stokes-Band temperaturabhängig ist. Denn das Stokes-Band ist weitestgehend temperaturunabhängig. Jedoch kann gerade aus diesem Grund durch die Bildung des

Intensitätsverhältnisses zwischen beiden Bändern die Temperatur an einem beliebigen Ort entlang der Faser gemessen werden. Dabei arbeitet der OFDR (Optical Frequency Domain Reflectometry) Sensor nicht im Zeitbereich sondern im Frequenzbereich. Das eingekoppelte Lichtsignal arbeitet kontinuierlich und wird in seiner Frequenz durchgestimmt. Der sich darstellende Frequenzhub ist dann das direkte Maß für die örtliche Auflösung.

Durch Auswertungen zwischen dem eingekoppelten Licht und dem rückgestreuten Licht erhält man die Raman-Rückstreucurve, aus welcher sich bei geeigneter Auswertung die Fasertemperatur entlang der Faser ergibt. Die Messungen können sowohl mittels Anwendung von Singlemode- oder Multimode-Fasern erfolgen.

2.2 Brillouin-Streuung

Die Brillouin-Streuung ist eine Art der optischen Streuung, die auf einer Wechselwirkung optischer Wellen mit akustischen Gitterschwingungen (akustische Phononen) oder magnetischen Spinwellen (Magnon) beruht. Unter der Nutzung der zu stimulierenden Brillouin-Streuung wird es möglich eine orts aufgelöste Faserdehnungsmessung durchzuführen. Erstmals wurde diese Art der Streuung durch den französisch-amerikanischer Physiker Leon Brillouin (1898-1969) im Jahr 1922 vorhergesagt. Nachgewiesen wurde die Brillouin-Streuung erstmals 1930.

Durch die Einkopplung eines Laserlichtes in die Faser bei einer sehr hohen Leistungsdichte desselben, treten in der Faser durch thermische Molekularbewegungen statische Dichteschwankungen auf, wodurch Schallwellen (Phononen) erzeugt werden und es zur stimulierten Brillouin-Streuung kommt. Dabei wird ein Teil des eingekoppelten Lichtes reflektiert, was als bewegter Reflektor interpretiert werden kann. Das heißt, dass reflektierte Licht läuft hin, wird reflektiert und läuft wieder zurück. Es durchläuft demnach den Weg, welcher der Abstand zwischen zwei reflektieren Schallwellen ist, doppelt. Dadurch verringert sich die Frequenz der optischen Welle um die Frequenz der Schallwelle. Diese Frequenzänderung ist die so genannte Brillouin-Frequenz. So unschön dieser Effekt in der Telekommunikationstechnik ist, so erfreulicher ist er für die faseroptische Dehnungsmessung. Das Brillouin-OTDR (B-Optical Time Domain Reflectometer) ermittelt orts aufgelöst Faserdehnungen entlang einer Faser durch die Messung der Abweichung der Brillouin-Frequenz im Vergleich zur ungedehnten Faser aufgrund der damit einhergehenden geänderten Geschwindigkeit der Schallwelle in der Faser. Außerdem ändert sich die Brillouin-Frequenz ebenfalls proportional zur Temperatur. Daher ist es wichtig bei Dehnungsmessungen entweder in einem

thermischen Gleichgewicht zu verharren oder eben die gesamte Brillouin-Frequenz-Verschiebung, um den Temperaturanteil zu bereinigen.

Die Messungen können ausnahmslos nur unter Einsatz von Singlemode-Fasern erfolgen. Dies hat mit den optischen Fenstern und den damit verbundenen Signalwellenlängen zu tun.

2.3 Rayleigh-Streuung

Die größte Bedeutung hinsichtlich der orts aufgelösten Faserdehnungsmessung besitzt die Rayleigh-Streuung. Ursprünglich wurde diese Streuung bei der optischen Rückstreumessung genutzt um installierte Glasfaserstrecken hinsichtlich ihrer Dämpfung und Reflexion orts aufgelöst zu charakterisieren.

Das Entstehen der Rayleigh-Streuung ist auf Dichtefluktuationen und geometrische Fluktuationen im Faserkern der Sensorkabel zurückzuführen. Grundsätzlich ist der Fluktuationseffekt in Glas unvermeidbar und stets wirksam, da Glas ein amorphes Material darstellt.

Prinzipiell ist die gemessene Rückstreumplitude als Funktion des Ortes zwar zufällig und dennoch eine konstante Eigenschaft der Faser. Daraus ergibt sich, dass die Amplitude der Rayleigh-Streuung ein statistisches, aber reproduzierbares Muster ist und daher einen charakteristischen Fingerprint der Faser produziert.

Kommt es im Feld auf Grund der äußeren Einwirkung zu Variationen der Temperatur oder der Dehnung auf die Faser, so ändert sich der Fingerprint der Faser. Wird diese Änderung der Rayleigh-Streuung ausgewertet, so kann auf die Temperatur-, die Dehnungsänderung bzw. auf die dynamische Längenänderungen (Akustik) rückgeschlossen werden.

Um diese Änderungen zu messen, muss die Rayleigh-Streuung nicht nur mit einer hohen räumlichen Auflösung gemessen werden, sondern auch mit einer hohen Dynamik, um wirklich den reproduzierbaren Fingerprint der Faser zu messen und nicht aus Versehen das Rauschen der Oszillationen der Rayleigh-Streuung. Hierauf fußt die herkömmliche Rückstreumessung.

Um eine derart hohe Auflösung und Dynamik zu ermöglichen, wird die Methode der kohärenten optischen Frequenzbereichs-Reflectometer (OFDR) genutzt. Hier ist die Firma Luna Technologies federführend.

Die Rayleigh-Streuung kann vereinfacht gesagt als eine Reflexion an kontinuierlichen schwachen Faser-Bragg-Gittern (FBG) mit zufälliger Periode aufgefasst werden. Das heißt, die gesamte Faserlänge wird als FBG modelliert, welche eine fluktuierende Periode aufweist und nur schwach reflektiert.

Die Rayleigh-Streuung wird wie die Brillouin-Streuung sowohl durch Dehnungsänderungen als auch durch Temperaturänderungen beeinflusst. Auch diese Messungen können nur ausnahmslos durch den Einsatz von Singlemode-Fasern realisiert werden. Dies hat auch in diesem Fall mit den optischen Fenstern zu tun.

3 Sensorelemente

3.1 Einzusetzende Fasern

Als Voraussetzung für die hochauflösenden geotechnischen Messungen kommen Glasfasern mit unterschiedlichem Aufbau und unterschiedlichen Faserquerschnitten zum Einsatz. Die üblichen Faserquerschnitte sind bei Multimode-Fasern 50 μm und bei Singlemode-Fasern 9 μm . Für beide Fasern werden unterschiedliche optische Fenster zur Messung genutzt. Für die Multimode-Faser liegt das genutzte optische Fenster bei 850 nm und das der Singlemode-Faser bei 1350 nm.

3.2 Optische Fenster

Optische Fenster vermögen Licht nahezu verlust- und verzerrungsfrei zu transmittieren. Für die optische Übertragungstechnik mit -Glasfasern- nutzt man Wellenlängenbereiche, die sich durch eine geringe Materialdämpfung auszeichnen. Diese Wellenlängenbereiche werden als optische Fenster bezeichnet.

Bei Lichtwellenleitern bilden sich durch Streuung und Absorption Wellenlängenbereiche aus, in denen die Dämpfung geringer ist als in anderen Bereichen. Diese Bereiche nennt man optische Fenster und nutzt sie zur Übertragung für die verschiedenen Moden. Die optischen Fenster liegen bei 850 nm, 1.300 nm und 1.550 nm.

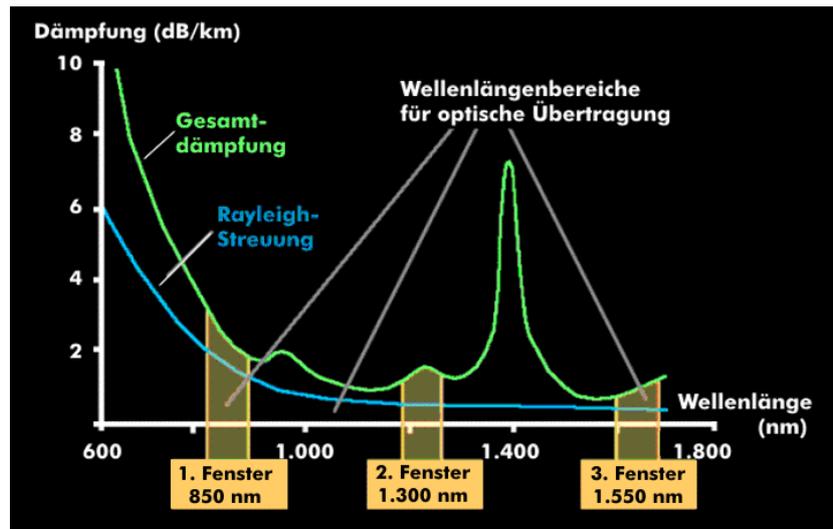


Bild 6: Dämpfungskurven mit optischen Fenstern (Quelle: <https://www.itwissen.info/Optisches-Fenster-optical-window.html>)

Die internationale Fernmeldeunion (ITU) hat für die Übertragung in optischen Netzen insgesamt sechs Wellenlängenbereiche im 2. und 3. optischen Fenster (F2, F3) definiert. Danach liegt das O-Band im 2. optischen Fenster, das E-Band, S-Band, C-Band, L-Band und U-Band im 3. optischen Fenster. Der untere Wellenlängenbereich bei 850 nm (F1) wird für die Übertragung auf Multimodefasern in lokalen Netzen benutzt und ist von der IEEE (Institute of Electrical and Electronics Engineers) u.a. für Gigabit-Ethernet vorgegeben.

Typische Dämpfungswerte liegen bei 3 dB/km für 850 nm Wellenlänge und 0,1 dB/km für 1.300 nm mit Monomodefasern.

Die Herstellung der Fasern ist mittels der ITU-T G650.1 genormt und beschrieben. Da die Fasern bei der Herstellung bis zu 0,2% gedehnt werden, kann nach dem aktuellen Stand der Technik davon ausgegangen werden, dass jegliche Fasern bei einer maximalen Dehnung von 0,2% mindestens 40 Jahre ohne Schäden durch Faserbruch überdauern. Damit verbunden ist aber auch eine erhebliche Verringerung der Lebensdauer bei einer dauerhaften Überdehnung der Fasern. Dies ist im Wesentlichen auf die Vergrößerung der Mikrorisse auf der Glasoberfläche durch Überdehnung zurückzuführen. An den Enden gestauchte Fasern (ohne Knicken) gelten im Allgemeinen als unproblematisch.

4 Vor- und Nachteile der möglichen Messverfahren

Die Vor- und Nachteile hinsichtlich aller Messverfahren des Distributed Sensing sind immer in direktem Zusammenhang mit der Messaufgabe zu sehen. Die Ziele der Messkompanie

sind grundlegend in der Planung zu bestimmen und entsprechend der Ziele der Messungen zu wählen. Dies sollte durch einen unabhängigen Sachverständigen erfolgen und nicht durch den Auftragnehmer. Damit ist eine unabhängige und richtige Wahl des Messverfahrens gewährleistet.

Das Raman-Verfahren zeichnet sich zum Beispiel durch seine hohe Wirtschaftlichkeit aus. Die Sensorfaser ist eine Universalglasfaser und daher bei jedem besseren Faserhändler zu erwerben. Das Raman-Messgerät (z.B. AP-Sensing oder Luna LIOS Sensing) ist im Verhältnis zu den Brillouin- bzw. Rayleigh-Messgeräten Kostengünstig und äußerst robust. Da die Raman-Messgeräte insbesondere für die Temperaturüberwachung (Brandschutz) im Verkehrstunnelbau eingesetzt werden, ist mit Raman-Messgeräten eine Dauerüberwachung unproblematisch möglich.

Brillouin-Messgeräte (z.B. fibrisTerre) sind aus Sicht der Autoren das Mittel der Wahl bei der Erfassung von Dehnungen in Bauteilen unter normalen alltäglichen Randbedingungen. Auch hier lassen sich Dauermessungen über einen Zeitinterwal durchführen und die erzeugte Datenmenge ist auch dann noch handelbar. Hier ist darauf hinzuweisen, dass Messungen nur mit dehnungsoptimierten Fasern durchgeführt werden sollten, damit die Reproduzierbarkeit der Messergebnisse erhalten bleibt.

Für forschungsrelevante Dehnungs-Messungen ist das Rayleigh-Messverfahren aus Sicht der Autoren das Mittel der Wahl. Hier lassen sich sehr gut forschungsrelevante bodenmechanische Effekte erfassen. Eine Problematik des Rayleigh-Messverfahrens liegt natürlich in der Anfälligkeit hinsichtlich des Mikrobendings der Faser, als auch bei der Datengröße. Um so ausgedehnter ein Bauwerk ist umso mehr Datenmaterial wird bei wiederholten Messungen erzeugt. Dies ist bei forschungsrelevanten Aufgaben unproblematisch. Im täglichen Einsatz jedoch hinderlich, da die Rohdaten zwischen dem Erzeuger, dem Auftraggeber und ggf. dem Prüfer ausgetauscht werden müssen und i.d.R. mehrere GB-Speicherplatz benötigen.

Grundsätzlich bleibt festzustellen, dass der Einsatz welchen Distributed Sensing Messverfahrens auch immer, durch eine sachverständige Person geplant und bewertet werden sollte. Dies ist ebenfalls aus Sicht der Markttransparenz und unter Compliance-Grundsätzen empfehlenswert.

5 Eingesetzte Sensorik in der Geotechnik seit 2014 an ausgewählten Projekten

5.1 Temperaturmessungen (DTS) mittels Raman-Messgeräten in der Geotechnik

5.1.1 Case Studie: Energiefeld Linz

In Linz wurde im Jahr 2018 ein Energiefeld für die Wärmegewinnung eines Bürogebäudes mit 49 Einzelsonden errichtet und in Betrieb genommen. Zur Untersuchung der Umweltverträglichkeit (Wärmeentzug) wurde ein Monitoring (Stichtagsmessungen) an 5 Sonden geplant und verbaut. Bis heute werden Stichtagsmessungen vor als auch nach der Heizperiode durchgeführt und ausgewertet.

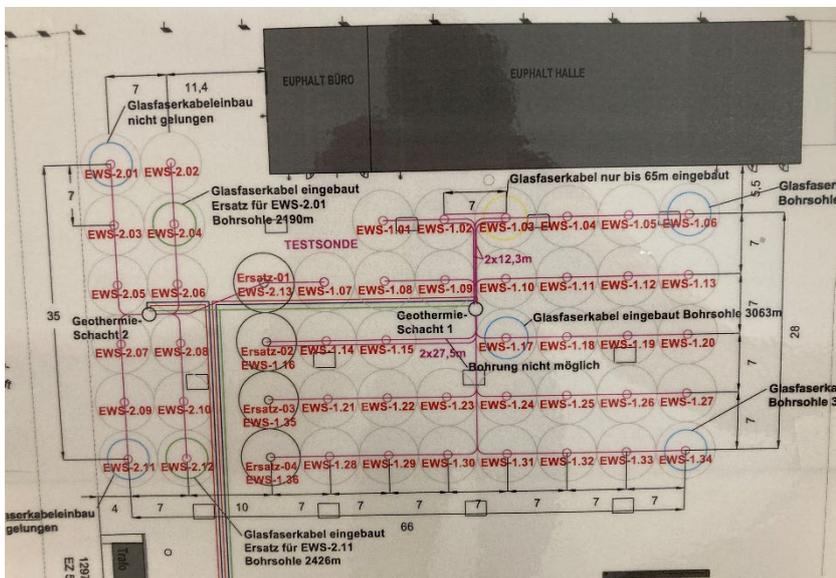


Bild 7: Sondenfeld des Energiefeldes in Linz (Quelle: CC-DS-Consult)

5.1.2 Case Studie: Stauwassermonitoring Talsperre Malter

An der Talsperre Malter wurde im Jahr 2021 mit dem Bau einer neuen Schussrinne begonnen. Hierbei handelt es sich um eine Betontrogkonstruktion, welche auf dem gewachsenen Festgestein liegt. Im Zusammenhang mit möglichen negativen Wasserstandssituationen unterhalb des neu zu errichtenden Bauwerks, ist ein Stauwassermonitoring mittels eines thermischen Wasserstandsmonitoring vorgesehen. Für dieses im Zusammenhang stehende Monitoring des Stauwassers wurde unterhalb der zu errichtenden Stahlbetonrinne die Verlegung eines Glasfaserhybridkabels zum zukünftigen temporären Aufheizen des

verlegten Hybridkabels und zur Messung der sich einstellenden Temperaturdifferenzen nach Bauwerksfertigstellung durchgeführt.



Bild 8: Blick in die Schussrinne am Tag der Nullmessung (Quelle: CC-DS-Consult)

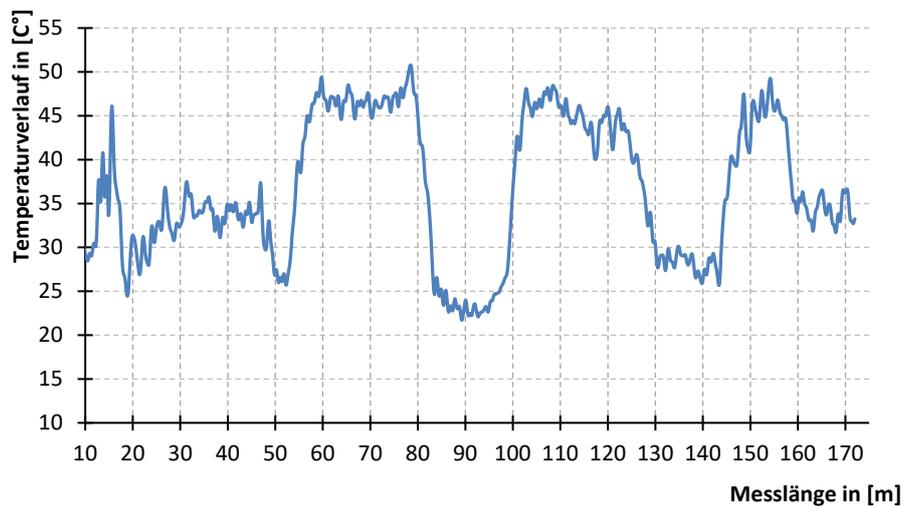


Bild 9: Temperaturprofil zum Beginn der Abkühlphase über die Messstrecke (Quelle: CC-DS-Consult)

Zu Beginn der Messungen wurde das Hybridkabel aufgeheizt (Bild 9). Der Aufheizprozess wurde mittels Distributed Temperature Sensing (DTS) überwacht. Im Anschluss wurde zur

Temperatur-Nullmessung mittels DTS das Hybridkabel unter den aktuellen Grundwasserständen abgekühlt. Das sich darstellende Temperaturprofil zum Ende der Abkühlphase ist in Bild 10 über die Messlänge dargestellt.

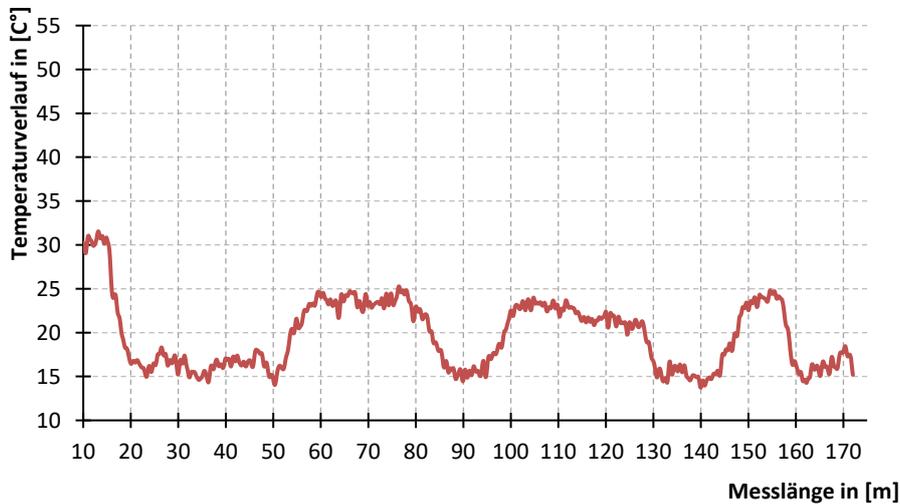


Bild 10: Temperaturprofil zum Ende der Abkühlphase über die Messstrecke (Quelle: CC-DS-Consult)

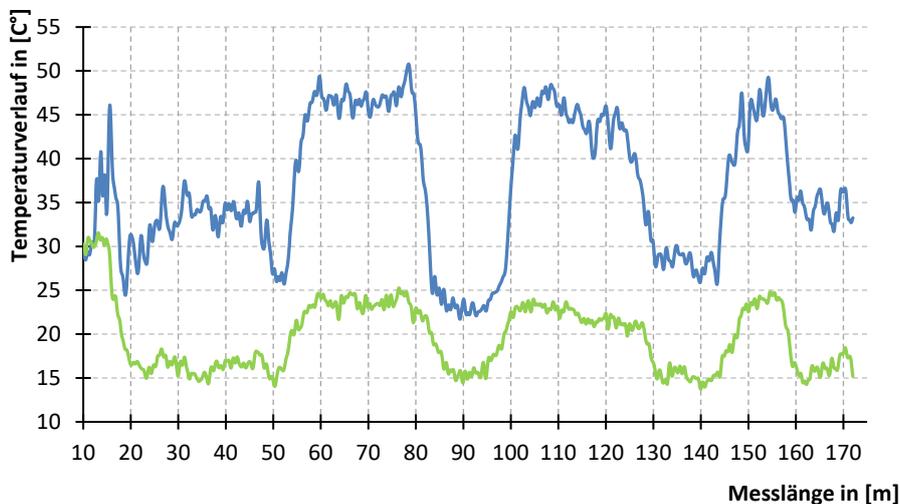


Bild 11: Gegenüberstellung der maßgebenden Temperaturprofile über die Messstrecke (Quelle: CC-DS-Consult)

In Bild 11 sind beide Messkurve gegenübergestellt. Unter Beachtung der Lage des Hybridkabels lässt sich der Nullwasserstand unter der Schussrinne zu **ca. 301,59 mNN** bestimmen (vgl. auch Bild 12).

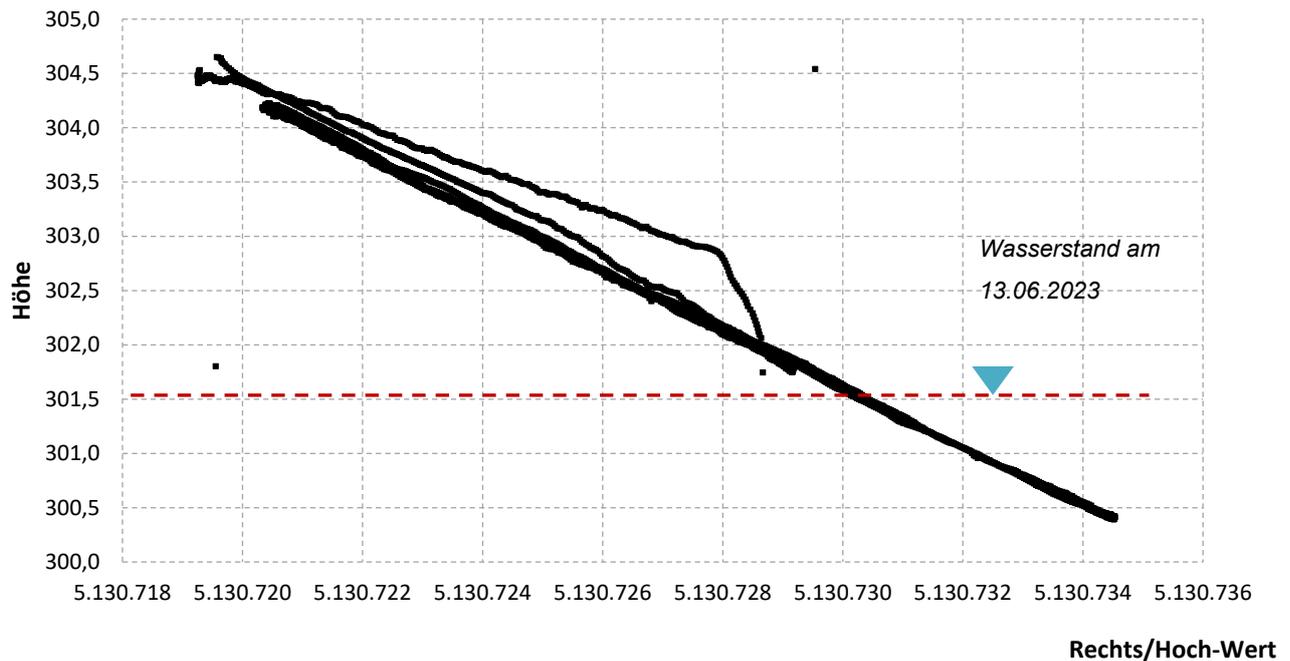


Bild 12: Darstellung des derzeitigen Grundwasserstandes unterhalb der Schussrinne
(Quelle: CC-DS-Consult)

5.2 Dehnungsmessungen (DSS) mittels Brillouin-Messgeräte in der Geotechnik

5.2.1 Case Studie: Extensometermessungen am DC-Tower Wien

Zur Überprüfung der bodenmechanischen Annahmen hinsichtlich der Gründungselemente sahen die Auflagen des Magistrats der Stadt Wien vor, die Annahmen über den Baufortschritt und darüber hinaus zu monitoren und zu überprüfen. Im Rahmen des Baufortschritts am DC-Tower in Wien wurden 7 DSS-Extensometer mit bis zu 42 m Länge nachträglich in den Schlitzwandbaretten/Bodenplatte installiert und anschließend verpresst. Nach dem Verpressen der Messpegel wurden die Nullmessungen der Dehnungsmesskabel sowie die Null-Temperaturverläufe der Temperaturmesskabel mittels Distributed Sensing gemessen.



Bild 13: Blick in die Baugrube des zukünftig 52-stöckigen DC-Towers (Quelle: CC-DS-Consult)

5.2.2 Case Studie: Verformungsmessungen an Probepfählen in Hamburg Altona

Im Zuge der Erweiterung der Bundesautobahn A7 im Planungsabschnitt Altona war es geplant, die Widerlager der zukünftigen Bauwerke mittels Tiefgründungen im Baugrund abzusetzen.



Bild 14: H-Lastversuch an Bohrpfählen in Hamburg Altona (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

Zur Schaffung einer Planungssicherung wurden horizontale Pfahlprobebelastungen durchgeführt. Hierzu wurden Dehnungsmessungen mittels Glasfasermesstechnik während der Pfahlprobebelastung geplant und ausgeführt.

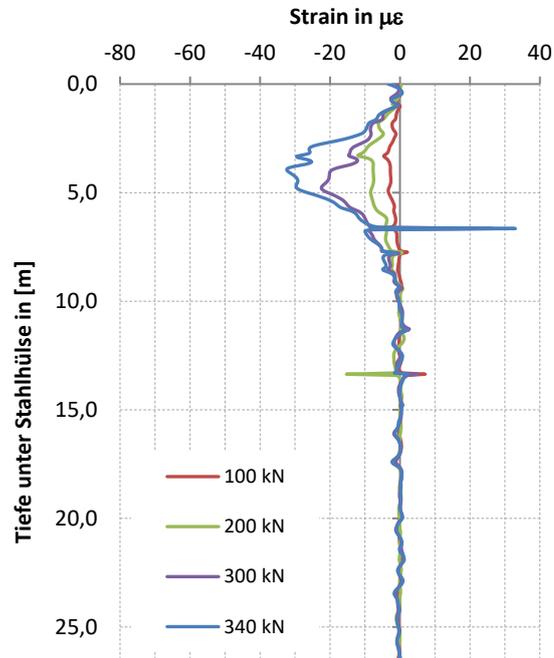


Bild 15: Gemessene Dehnungsverläufe beim H-Lastversuch in Hamburg Altona (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

5.3 Dehnungsmessungen (DSS) mittels Rayleigh-Messgeräten in der Geotechnik

Im Rahmen eines Forschungsvorhabens wurden 2014 erstmals Distributed Sensing Messungen an Verpressankern durch die Firma Stump-Franki Spezialtiefbau GmbH ausgeführt. Ein Teil der damaligen Messergebnisse sind in Bild 16 dargestellt. Allein ein Teil der seinerzeit abgeleiteten Erkenntnisse mussten mit dem heutigen weiterführenden Wissensstand revidiert werden. Bild 16 zeigt die gemessenen Dehnungsverläufe über den Verpresskörper eines Verpressankers.

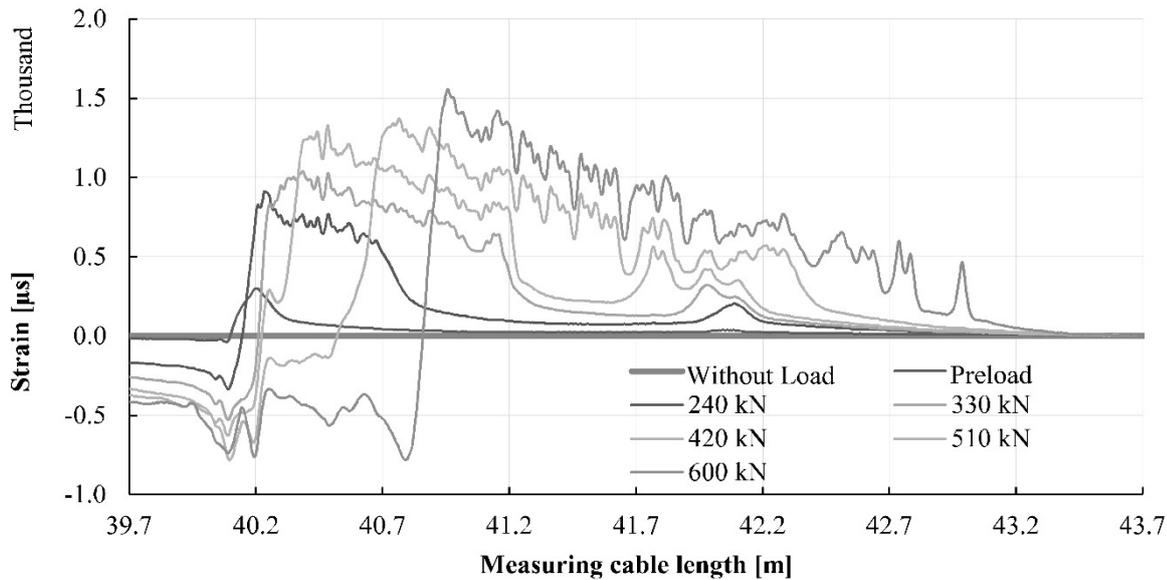


Bild 16: Gemessener Dehnungsverlauf an Verpresskörpern (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

5.3.1 Case Studie: Dehnungsmessungen an Verpressankern und Mikropfählen

Im Rahmen einer Baumaßnahme im Zuge der A26 in Hamburg wurde zur Bewertung des Lastabtrages der Verpressstrecke während einer Pfahlprobelastung der Dehnungsverlauf über den Verpresskörper gemessen. Bild 17 zeigt die Grunddaten der Messung mit einer Ortsauflösung von 1 cm bei einer Integrationslänge von 2 cm und einer Auflösung von 1 µε.

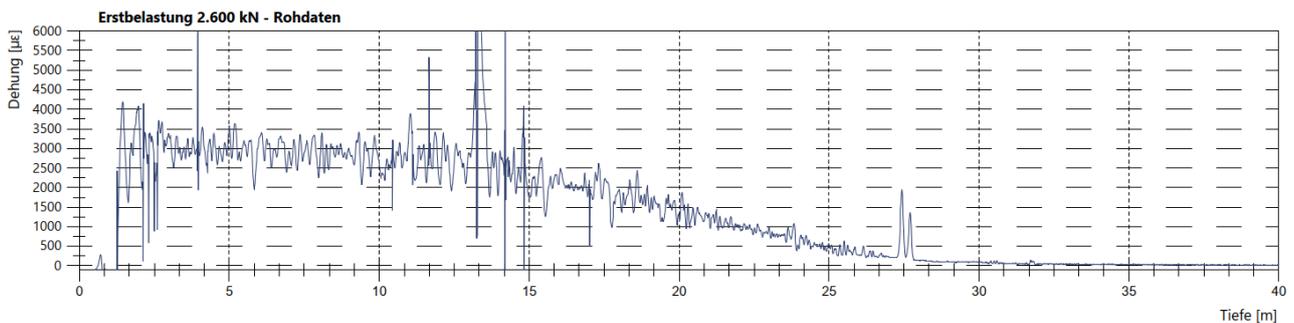


Bild 17: Gemessener Dehnungsverlauf an einem Mikropfahl im Verpresskörpern (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

Es zeigt sich sehr deutlich, dass eine so hohe Ortsauflösung bei langgesteckten Bauteilen nur bedingt zielführend ist (vgl. auch Bild 16). Dennoch kann es erforderlich sein, bei Forschungsthemen eine derartig hohe Ortsauflösung zu nutzen, um minimale Effekte zu beobachten. Jedoch führt eine nachträgliche Bearbeitung der Messergebnisse durch Mittelwertbildung als gleitenden Mittelwert eher dazu, gewisse sich abbildende Effekte zu glätten

und damit nicht mehr erkennbar zu machen. Hinzu kommt bei Messungen mittels Rayleigh-Streuung noch der nicht zu unterschätzende Einfluss des Mikrobending der Sensorfaser. Anders als bei der Brillouin-Streuung kann dieser Einfluss aufgrund des Messverfahrens recht groß werden.

Bild 18 zeigt den geglätteten Verlauf von Bild 17. Wie der geneigte Leser sieht, sind die Graphen nun zwar lesbarer, aber nicht wirklich mehr aussagekräftig hinsichtlich möglicher minimaler Effekte.

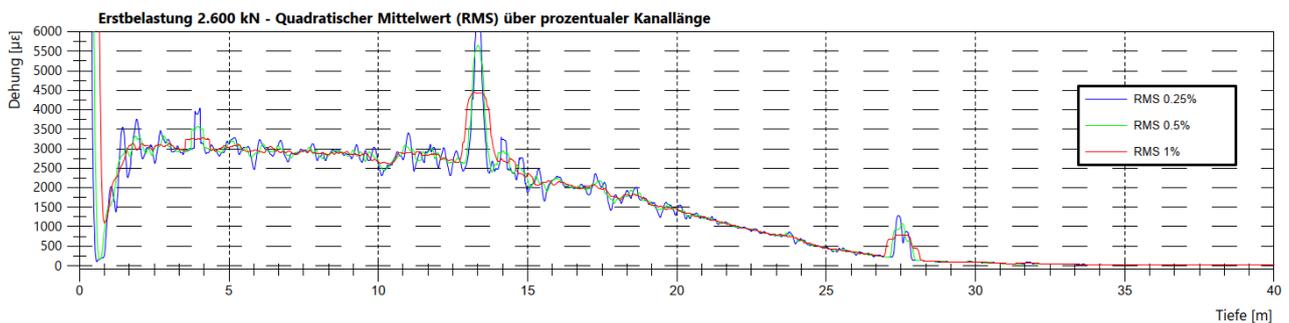


Bild 18: Geglätteter Dehnungsverlauf an einem Mikropfahl im Verpresskörpern (Quelle: CC-DS-Consult)

5.4 Dynamische Dehnungsmessungen mittels Faser Bragg-Gittern in der Geotechnik

Im Rahmen eines eigenen Forschungsvorhabens wurde in Hamburg an der K20 im Rahmen von dynamischen Pfahlprobelastungen Messungen an den getesteten Pfählen mittels FBG durchgeführt. Die Ergebnisse dieser Messungen sind in [U..] dargelegt. In Bild 19 ist ein Messergebnis der durchgeführten FBG-Messungen wiedergegeben.

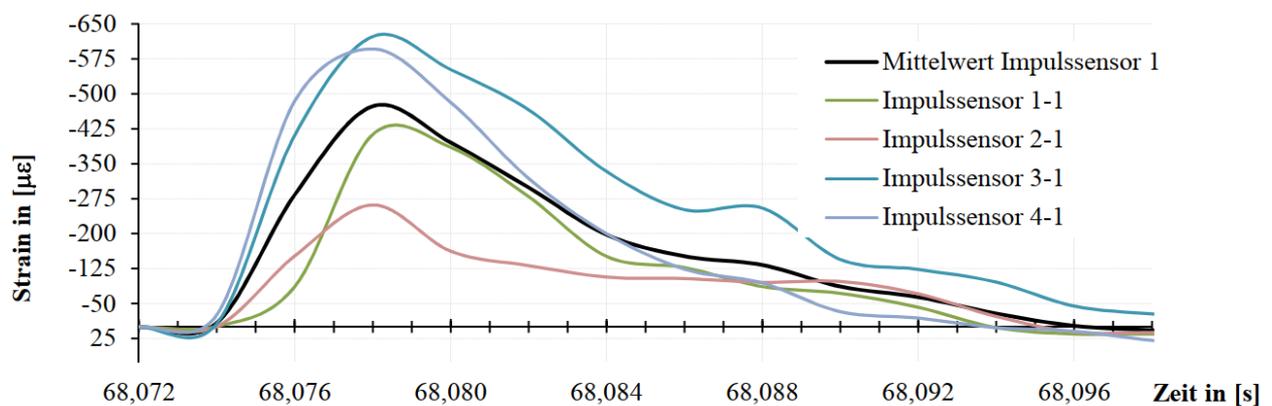


Bild 19: Zusammenfassende Darstellung für die obersten Impulssensoren als Einzelwerte und Mittelwert für die dynamische Belastung bei einer Fallhöhe von 80 cm (Quelle: Porr Spezialtiefbau GmbH)

6 Prüfung der Fasern

Im Rahmen der Planung, der Montage sowie vor der Messung der physikalischen Größen sind Prüfungen der Fasern vorzusehen und konzeptionell in der Planung zu berücksichtigen. Die erste so genannte Anfangsprüfung dient der Eigenüberwachung vor der Montage, jedoch nach der Steckerkonfiguration. Diese Prüfung dient der Funktionstüchtigkeit der Sensorkabel. Sie sagt jedoch nichts über die Funktionstüchtigkeit der Sensorkabel nach der Montage aus. Die zweite Funktionsprüfung nach der Betonage dient dem Auftraggeber zur Prüfung einer möglichen Funktionalität der nunmehr verbauten Sensorkabel. Darüber hinaus beschreiben beide Prüfungen jedoch den Gefahrenübergang. Soll heißen, der Auftragnehmer ist in den seltensten Fällen (z.B. Porr Spezialtiefbau) im Innenverhältnis für die Montage der Sensorkabel und die Betonage verantwortlich. Dies hat zur Folge, dass mit der ersten Funktionsprüfung der Gefahrenübergang klar definiert wurde. Alle danach resultierenden Funktionsmängel liegen nicht mehr im Vertretungsbereich des Auftragnehmers im Innenverhältnis einer Gesamtbeauftragung.

Die Prüfungen der Funktionalität werden mittels ODTR-Messungen vorgenommen. Das heißt, es wird auf der Grundlage der Rayleigh-Streuung mit einem Messgerät die Durchgängigkeit als auch die Dämpfung der Faser ermittelt. Wird eine Singleend-Sensorfaser ausgeschrieben, kann eine Dämpfungsmessung nur von einer Seite durchgeführt werden. Was wiederum dazu führt, dass die tatsächliche Dämpfung der Sensorfaser nicht erfasst wird. Auch Totbereiche können so nicht festgestellt werden. Hinzu kommt die Problematik, dass bei Singleend-Lösungen bei einem Faserbruch/ Faserbeschädigung die Sensorfaser vollständig aufgegeben werden muss (siehe Rayleigh-Streuung). Wird demgegenüber eine Loop-Lösung eingesetzt, so kann im Falle einer Beschädigung auch mittels Singleend-Messgeräts von beiden Seiten gemessen werden. Der Einfluss der Faserbeschädigung legt sich in diesem Fall maximal auf die Ortsauflösung, aber nicht auf das Verlieren des gesamten Messfaserstranges.

7 Nullmessungen

Im Rahmen der Messungen sind im engeren Sinne, mit Ausnahme der Raman-Streuung, Nullmessungen an den Sensorfasern durchzuführen. Da wie beschrieben die Brillouin- wie auch die Rayleigh-Streuung in einem direkten Zusammenhang mit der Temperatureinwirkung stehen ist es erforderlich den Zeitpunkt der Nullmessung in die Planung der Messkampagne mit aufzunehmen. Dies kann auf der einen Seite bedeuten, dass ein thermisches Gleichgewicht vorausgesetzt werden kann oder aber auch eine zusätzliche Temperaturermittlung entlang der Sensorfaser durchzuführen ist. So konnte zum Zeitpunkt der Nullmessung der Extensometer am DC-Tower nicht von einem thermischen Gleichgewicht ausgegangen werden, da die bereits betonierte Gebäudesohle mit einer Stärke von 400 cm eine erhebliche und nachwirkende Hydratationswärmeentwicklung aufweist.

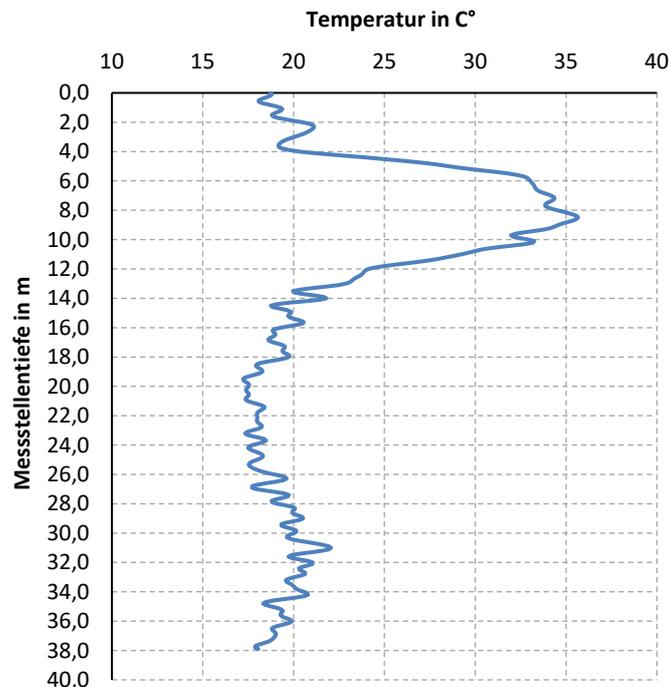


Bild 20: Gemessener Temperaturverlauf über eine Messstellentiefe am DC-Tower Wien zum Zeitpunkt der Nullmessung mittels Raman-Streuung (Quelle: CC-DS-Consult)

8 Stichtagsmessungen versus Dauermessungen

Seit dem ersten Einsatz der Glasfasermessungen in der Geotechnik wird gerne das Thema Dauermessungen diskutiert. Aus Sicht der Autoren spricht beim Distributed Sensing nichts gegen die Durchführung von Dauermessungen über einen Zeitraum von 2 Tagen hinweg. Vielmehr führen Dauermessungen, wie auch bei der konventionellen Messtechnik, zur

Erfassung von jeglichen bekannten und unbekanntem Effekten. Aufgrund der hohen Investitionskosten für die Messgeräte des Distributed Sensing bieten sich jedoch im Allgemeinen überwiegend Stichtagsmessungen für das geotechnische Monitoring an. Dies ist jedoch überwiegend im direkten Zusammenhang mit den Gesamtkosten der Baumaßnahme zu betrachten. So ist eine Leckageortung an Stauwerken oder eine akustische Überwachung von Naturereignissen so wichtig bzw. bergen ein hohes Gefährdungspotential für die Bevölkerung, dass hier die Kosten eines Dauermonitorings immer im Verhältnis zum Nutzen steht.

Werden Stichtagsmessungen geplant, zum Beispiel bei einem Stauwassermonitoring, so ist der Zeitpunkt der Stichtagsmessungen so zu wählen, dass mit einer hohen Wahrscheinlichkeit die Messungen an diesem Tag zielführend sind. Diese Stichtagsmessungen sind in einem Konzept niederzuschreiben und mit dem Planer/ Auftraggeber abzustimmen.

9 Auswertung der Messergebnisse/ Probleme

Abschließend noch ein Wort zu den Messungen, den Messergebnissen und möglichen Problemen hinsichtlich der Auswertung von Glasfasermessdaten. Grundsätzlich bleibt festzustellen, dass das Messen mittels Distributed Sensing sich aus mehreren Teilen zusammensetzt. Zum einen müssen genügend Erfahrungen auf dem Gebiet der faseroptischen Messungen bestehen. Hier kann jedoch nicht allgemein davon ausgegangen werden, dass jemand der über Jahre Temperaturmessungen mit Raman-Messgeräten durchgeführt hat, einen wesentlichen Erfahrungsschatz bei Dehnungsmessungen mit Brillouin- und/ oder Rayleigh-Messungen besitzt. Dabei sind die Akustik-Messungen außen vorgelassen worden. Auch der geübte Umgang mit Faser Bragg Gittern (FBG) sagt nichts über die Qualifikation hinsichtlich des Distributed Sensing aus. Wenn es gelingt einen erfahrenen Messingenieur auf dem Gebiet des Distributed Sensing zu finden, dann scheitert es im nächsten Schritt ggf. an dem geotechnischen Verständnis in der Auswertung der Messergebnisse. Gerne wird derzeit so getan, als ob der Kenntnisstand hinsichtlich Dehnungen/ Stauchungen bzw. Verzerrungen ausreichend ist, um die Messergebnisse hinreichend genau auszuwerten bzw. interpretieren zu können. Selbst dem Hauptautor ist es in nicht allzu ferner Vergangenheit so ergangen, dass im ersten Schritt eine Fehlinterpretation hinsichtlich der Messergebnisse erfolgt war. Mit dem entsprechenden vertieften geotechnischen Verständnis konnte die Fehlinterpretation der Messergebnisse erkannt werden. Es soll an dieser Stelle der Vollständigkeit halber auch darauf hingewiesen werden, dass sich am Gesamtergebnis der

ersten Bewertung nichts geändert hatte. Es konnte allerdings eine bessere Interpretation stattfinden.

Literatur

Dietz, K.; Habel, W.; Feddersen, I. [2001]: Eder Dam, stabilisation by permanent rock anchors – Monitoring and long term performance; *69th ICOLD annual meeting 2001, Dresden*

Dietz, K.; Graupner, A.; Hofmann, D. [2002]: Anwendung von optischen Verformungssensoren in der Krafteinleitungsstrecke von Verpreßankern; *Technische Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik 2002*

Dietz, K.; Habel, W.; Hofmann, D.; Hüttl, R.; Röben, R.; Kutchejda, M.; Yilmaz, S. [2008]: Monitoring in der Krafteinleitungsstrecke und der Korrosionsschutzhülle von Zuggliedern durch integrierte faseroptische Sensoren; *Messen in der Geotechnik 2008, Braunschweig*

Feddersen, I.; Schütt, K. [1994]: Die Zugversuche und Eignungsprüfungen an den Verpreßankern und ihre langfristige Überwachung; *Edertalsperre 1994, Beitrag 15, Seite 86-91*

Habel, W.; Hofmann, D.; Basedau, F. [1993]: Dehnungs- und Schwingungsmessungen mit Lichtwellenleiter-Sensoren an einer Autobahn-Brücke in Berlin-Charlottenburg; *iEMB Neue Ergebnisse 1993, Beitrag 25*

Habel, W.; Hofmann, F.; Dietz K.; Gaitsch, H.; Arnke, H. [2000]: Felsankerüberwachung in der Edersteinmauer mit Glasfaser-Sensoren; *II. Mittweidaer Talsperrentag 30. März 2000, Mittweida*

Habel, W.; Dietz, K.; Arnke, H. [2001]: Felsankerüberwachung in der Ederstaumauer mit Glasfaser-Sensoren; *Wasserwirtschaft 91 (2001), Heft 3, Seite 130-135*

Holst, A.; Basedau, F. [1993]: Verformungsmessungen am Asphaltbetonkern der Talsperre Schmalwasser; *iEMB Neue Ergebnisse 1993, Beitrag 9*

Dietz, K.; Graupner, A.; Hofmann, D. [2002]: Anwendung von optischen Verformungssensoren in der Krafteinleitungsstrecke von Verpreßankern; *Technische Universität Braunschweig, Messen in der Geotechnik 2002*

Kindler, A. [2024]: Ein konstitutives Model zur Ermittlung der Ankertragfähigkeit auf der Grundlage des Distributed Sensing in der Geotechnik; *eingereicht 2023 Bautechnik*

Kindler, A.; Breuer, S.; Nöther, N.; Schaller, M.-B. [2023]: Langzeitrisssmonitoring an Spannbetonkonstruktionen mittels Distributed Strain Sensing; *Bautechnik Volume 100*

Kindler, A.; Hill, W., Meinhard, K.; Jostmeier, Th. [2019]: Distributed Acoustic Sensing (DAS) Feasible and efficient geomonitoring system for the prediction of mass movements; *VÖBU FAIR & 12. ÖGT 2019, Wien*

Kindler, A.; Großwig, S. [2018]: Distributed strain sensing in geotechnics – part 2 – tender texts for distributed fiber optic measurements in geotechnical engineering; *Bautechnik Volume 95, Issue 9, Seite 653-657*

- Kindler, A.; Nycz, K. [2018]:** Life-cycle analysis of foundation structures using sensor-based observation methods; *Proceedings of China-Europe-Conference on Geotechnical Engineering; Volume 1; Vienna – Austria Springer pp. 712 -714*
- Kindler, A.; Lich, A.; Großwig, S. [2018]:** Pile testing on the basis of distributed fiber optic sensing technology; *20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering; London*
- Kindler, A.; Großwig, S. [2018]:** Distributed strain sensing in geotechnical engineering - Recommendations for distributed fibre-optic strain measurements in the geotechnics; *Bautechnik Volume 95, Issue 5, Seite 385-393*
- Kindler, A.; [2018]:** Neue Messmethoden in der Geotechnik – hochortsaufgelöste faseroptische Messungen an Fallbeispielen, *Burgdorfer Geotechniktag 2018; CH-Burgdorf*
- Kindler, A.; Nycz, K.; Schaller, M.-B.; Großwig, S. [2017]:** Distributed fibre optic sensing technology in the extreme areas of civil engineering; *The 8th International Conference on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure; Brisbane*
- Kindler, A.; Nycz, K.; Lich, A.; Großwig, S.; Glötzl, J. [2017]:** Erste Erkenntnisse zur dynamischen Pfahlprobelastung an einem FRANKI-Pfahl NG[®] unter Verwendung faseroptischer Sensorketten, *Hans Lorenz Symposium, Berlin*
- Kindler, A.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J. [2017]:** Nachweis der Ankertragfähigkeit auf Grundlage faseroptischer Messtechnik; *Bautechnik Volume 94, Issue 2, Seite 144-151*
- Kindler, A.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J.; Großwig, S. [2017]:** Statische Pfahlprobelastungen unter Verwendung faseroptischer Dehnungsmessung mit sehr hoher Ortsauflösung; *Pfahlsymposium Braunschweig, Braunschweig*
- Kindler, A.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J.; Großwig, S. [2017]:** Ortsverteilte faseroptische Messtechnik im Extrembereich des Spezialtiefbaus; *24. Darmstädter Geotechnik-Kolloquium, Darmstadt*
- Kindler, A. [2017]:** Faseroptische Messtechnik im Extrembereich des Spezialtiefbaus am Beispiel von Anker- und Pfahlmessungen; *50. Erfahrungsaustausch der Ingenieure für Baugrund/ Bodengutachter in Leipzig, Leipzig*
- Kindler, A.; Nycz, K.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J.; Großwig, S. [2017]:** Static pile loadings using fiber optic high spatial resolution strain measurements; *Deep Foundation Institute Conference - SuperPile'17 - piling design & construction conference, San Diego*
- Kindler, A.; Schaller, M.-B. [2017]:** Ortsverteilte faseroptische Messtechnik im Extrembereich des Ingenieurbaus; *9. Symposium „Experimentelle Untersuchungen von Baukonstruktionen“ der Technischen Universität Dresden, Dresden*
- Kindler, A.; Nycz, K.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J.; Großwig, S. [2017]:** Proof of bearing capacity of anchors on the example of innovative anchor monitoring system; *Deep Foundation Technologies for Infrastructure Development in India 2017, Chennai*
- Köster, M.; Wolff, R. [1992]:** Überwachung von Gebirgsverformungen im Lasteintragsbereich hochbelasteter Baueranker unter Verwendung von Lichtwellenleitersensoren; *Baugrundtagung 1992, Dresden*
- Wolff, R.; Miessler, H.-J. [1990]:** Überwachung von Erdbauwerken und Staumauern mit Lichtwellensensoren; *Baugrundtagung 1990, Karlsruhe*

Autoren

Dr.-Ing. Arne Kindler

arne.kindler@cc-ds-consult.com

Competence Center of Distributed Sensing in Geotechnics

Heinrich-Zille-Straße 9

14532 Stahnsdorf

Dipl.-Ing. Klaus Dietz

klaus.dietz@dietz-geotechnik.de

Dietz Geotechnik Consult GmbH

Zur Bredharter Heide 22

D-40723 Hilden

Verteilte faseroptische Temperatur- und Dehnungsmessungen: Möglichkeiten, Herausforderungen und Erfahrungen aus 10 Jahren Feldeinsatz

Nils Nöther, Massimo Facchini
fibrisTerre Systems GmbH, Deutschland

1 Verteilte faseroptische Messverfahren in der Geotechnik

Die Sensoreigenschaften von optischen Fasern, wie sie im täglichen Leben das Rückgrat der weltweiten Nachrichtenübertragung bilden, liefern bereits seit mehreren Jahrzehnten ihren Beitrag zur geotechnischen Messtechnik. Die optischen Effekte, die hier genutzt werden können – für die Aufgaben der optischen Fasern in der Nachrichtentechnik oftmals eher störend – bieten die Möglichkeit, eine Vielzahl von physikalischen Größen direkt oder indirekt quantitativ zu erfassen:

- Dehnung entlang einer Sensorfaser, und damit indirekt Verformungen, Rissöffnungen, Verschiebungen, Neigungen, Spannungen, Reibung etc., hinzu kommt die Möglichkeit der indirekten Druckmessung (etwa hydrostatischer Druck), Feuchtemessung über Quellvorgänge und andere indirekte Messungen.
- Temperatur in der Sensorfaser, und damit – bei grundlegender Kenntnis des umliegenden Mediums – viele physikalische und chemische Vorgänge, Druckänderungen, Feuchte (hier über Wärmetransport)
- Chemische Größen über die Änderung der optischen Eigenschaften in der Sensorfaser und der direkten Umgebung

Über die Jahre hat sich eine vielfältige Familie verschiedener faseroptischer Sensoren entwickelt. Über dieser Vielfalt hinweg lassen sich folgende grundlegende Eigenschaften zusammenfassen [SCHALLERT, HOFMANN, HABEL & STAHLMANN, 2007]:

- Hohe Langzeitstabilität und Alterungsbeständigkeit, chemisch inert
- Keine elektrischen Zuleitungen, keine Stromversorgung an der Messstelle, unempfindlich gegen elektrische Ströme und Ladungen (Blitzschlag!), kein Einfluss auf elektromagnetische Felder

- Geringe Abmessungen und damit vielseitige Einsatzfelder an schlecht zugänglichen Stellen, Möglichkeit der Integration in Werkstoffe, Bauelemente und Bauwerke

Innerhalb der Familie der faseroptischen Sensoren wird nun im Folgenden die Untergruppe der verteilten faseroptischen Sensoren (DFOS – Distributed Fiber Optic Sensors) erörtert. Bei dieser Gruppe werden in der Regel die verschiedenen Rückstreuungsvorgänge in Standardglasfasern der Nachrichtentechnik genutzt; durch Reflektometrieverfahren werden örtlich kontinuierliche, lückenlose Profile der Messgröße entlang der gesamten Sensor-Glasfaser erstellt. Damit unterscheiden sich verteilte Sensoren grundlegend von diskreten Sensoren (wie konventionelle Messgeber) und quasi-verteilten Sensoren (Faser-Bragg-Gitter), bei denen definierte, aber diskrete Messpunkte entlang einer optischen Glasfaser eingeschrieben werden.

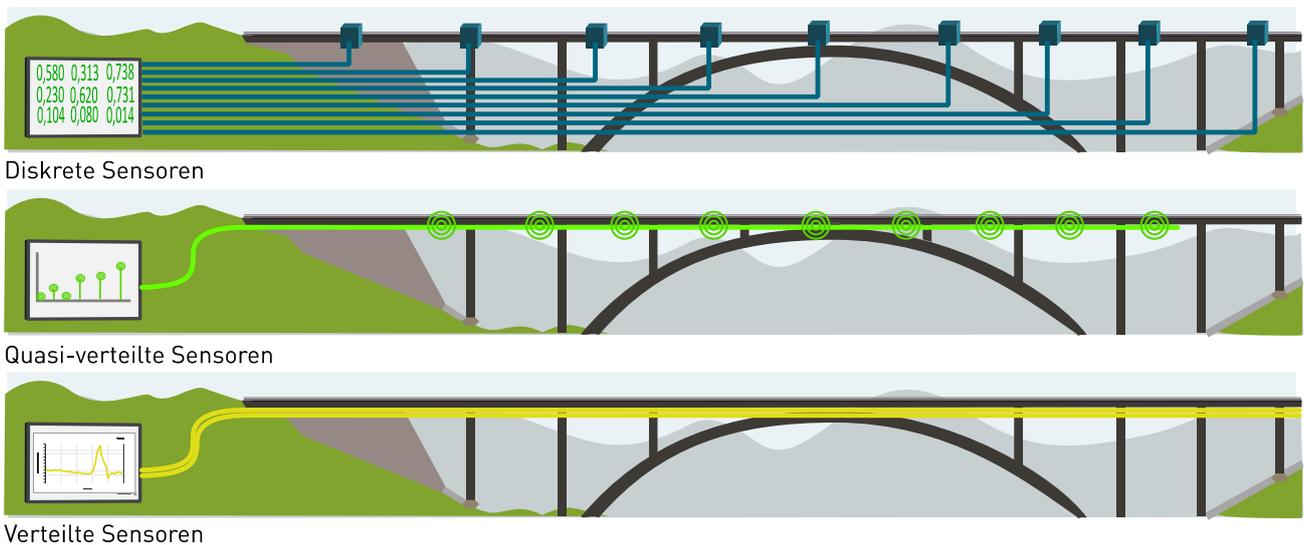


Abbildung 1: Konzept der verteilten Sensorik in Abgrenzung zu diskreten und quasi-verteilten Sensoren

Die Gruppe der verteilten faseroptischen Sensortechnologien wiederum unterteilt sich nach den jeweils genutzten Rückstreuungsvorgängen (Abbildung 2), die verbreitetsten sind, wie in der folgenden Tabelle dargestellt, Raman-Streuung für die verteilte Temperatursensorik (DTS), Brillouin-Streuung für die verteilte Temperatur- und Dehnungssensorik (DTSS) und Rayleigh-Streuung für die verteilte akustische Sensorik (DAS) sowie für die hochauflösende Temperatur- und Dehnungsmessung.

Tabelle 1: Verteilte faseroptische Sensortechnologien

Sensortechnologie	DTS (verteilte Temperatursensorik)	DTSS (verteilte Temperatur- und Dehnungssensorik)		DAS (verteilte akustische Sensorik)
		BOFDA/R, BOTDA/R	c-OFDR	
Rückstreuvorgang	Raman-Streuung	Brillouin-Streuung	Rayleigh-Streuung	
Physikalische Information aus der Sensor-Glasfaser	Relative Intensität der Raman-Rückstreuung	Absolute Frequenzverschiebung der Brillouin-Rückstreuung	Geometrische Änderungen in der Rayleigh-Signatur	Örtliche Fluktuationen der Rayleigh-Signatur
Anwendungen	Temperaturmessungen an großen Strukturen -> indirekt Leckagen, Last von Energiekabeln, Branddetektion	Verformungs- und Temperaturmessungen an großen Bauwerken und Strukturen	Verformungs-, Riss-, Temperaturmessungen in Bauteilen und Werkstoffen	Seismik, Rohstoffexploration, Sicherheit, Pipeline-Leckagen
Stärken	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Absolute Temperaturmessung ▪ Kein Dehnungseinfluss 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Absolute Messungen auch ohne vorherige Informationen (Kalibrierung oder Nullmessung) ▪ Sehr lange Messlängen ▪ Praktisch uneingeschränkte Langzeitstabilität 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Sehr hohe örtliche Auflösung ▪ Direkte Messung geometrischer Verschiebungen 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vibrationsmessung bis in den hörbaren akustischen Frequenzbereich ▪ Hoher Informationsgehalt
Herausforderungen und Limitierungen	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Messungen empfindlich gegen Änderungen der optischen Eigenschaften 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Vergleichsweise lange Messzeit -> Fokus auf statischen Messungen ▪ Quer-Einfluss zwischen Temperatur und Dehnung 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Begrenzte Faserlänge ▪ Messung angewiesen auf Information über vorige Rayleigh-Signatur 	<ul style="list-style-type: none"> ▪ Hohe Anforderungen an Echtzeit-Datenverarbeitung ▪ Eingeschränkte quantitative Messung langsamer Vorgänge

Im Folgenden wird zunächst auf die beiden DTSS-Technologien (basierend auf Rayleigh- und Brillouin-Streuung) näher eingegangen, danach wird insbesondere die verteilte Brillouin-Sensorik ausführlicher behandelt. Dabei werden weniger die physikalischen Rückstreuvorgänge behandelt als vielmehr die praxisrelevanten Eigenschaften der jeweiligen Techniken der Datenerfassung.

2 Nutzung von Rayleigh- und Brillouin-Streuung für verteilte Dehnungsmessungen

2.1 Das Rayleigh-c-OFDR-Verfahren

Eine ortsverteilte Messung der Rayleigh-Streuung (die Rückstreuung, die bei Einstrahlen von Licht in eine optische Glasfaser auf derselben Wellenlänge wie das eingestrahlte Licht zurückkommt) ergibt kein stochastisches Intensitätsprofil, sondern ein stabiles Muster, das aus der Molekülstruktur der Glasfaser herrührt. Dieses Muster ist wie ein Fingerabdruck der Glasfaser zu sehen und wird im Folgenden als Rayleigh-Signatur bezeichnet. Eine Dehnung der optischen Faser führt zu einer örtlichen Verschiebung der Signatur. Über Korrelationsverfahren kann diese Verschiebung ortsverteilt dargestellt und indirekt in eine Dehnung überführt werden (Abbildung 3) [LUNA, 2019], [SPECK, VOGDT, CURBACH & PETRYNA, 2019].

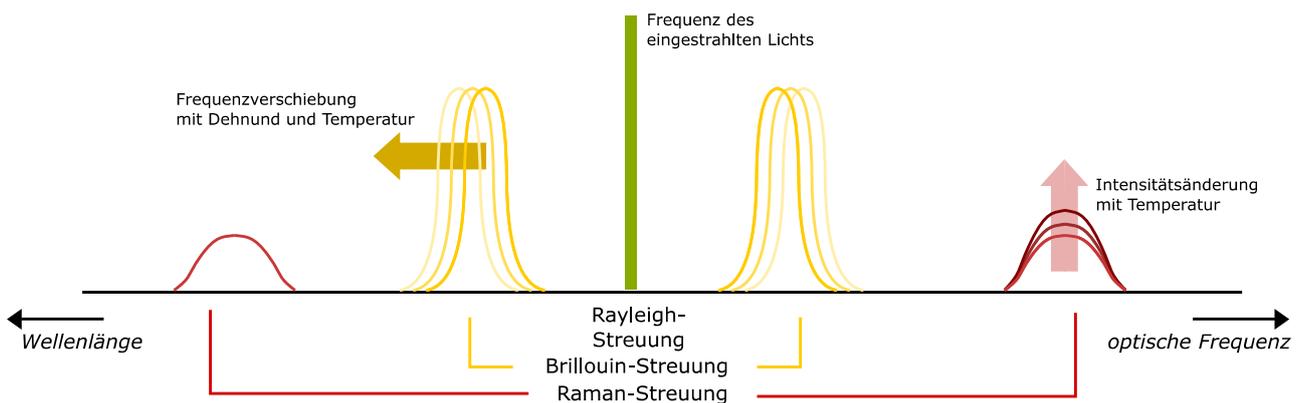


Abbildung 2: Für die verteilte Sensorik genutzte Rückstreu-Vorgänge

2.2 Brillouin-Sensorik: BOTDA, BOFDA, BOTDR, BOFDR

Wird Licht einer definierten optischen Frequenz (üblicherweise wird die in der Nachrichtentechnik verbreitete Wellenlänge von 1550 nm verwendet, also eine optische Frequenz von 192 THz) in eine optische Glasfaser eingestrahlt, ergibt sich ein für die Faser (nach Material und Geometrie) charakteristische Rückstreuung, die gegenüber dem eingestrahlichten Licht um ca. 10,8 GHz in der Frequenz nach unten verschoben ist. Diese Verschiebung hängt linear von der Dichte des Materials ab und damit unmittelbar von ihrer Temperatur und Dehnung an jeder Position. Die verteilte Brillouin-Sensorik löst die Brillouin-

Rückstreuung mit ihrer Frequenzverschiebung örtlich verteilt auf und erstellt so ein kontinuierliches Profil des absoluten Dichte-, also Temperatur- und Dehnungszustands.

Hierbei wird entweder das rückgestreute Licht aus alleiniger Anregung der Brillouin-Streuung durch das von einem Faserende eingestrahlte Licht genutzt (Reflektometrie-Verfahren, je nach Auswertetechnik BOTDR oder BOFDR); oder die Brillouin-Streuung wird durch eine zweite Lichtquelle mit definierter optischer Frequenz vom anderen Faserende her stimuliert (Analyse-Verfahren BOTDA oder BOFDA). Das Reflektometrieverfahren hat den Vorteil dass nur eines der Faserenden zugänglich sein muss, allerdings bietet das Analyseverfahren aufgrund des 100-fach stärkeren Rückstreusignals deutlich höhere Auflösungen und Genauigkeiten sowie kürzere Messzeiten.

2.3 Welches Verfahren für welche Anwendung?

2.3.1 Messlänge und örtliche Auflösung

Bei einer unmittelbaren Gegenüberstellung der Parameter Messlänge (also die Länge der optischen Glasfaser, die als verteilter Sensor nutzbar ist) und Ortsauflösung (definiert als kürzestes korrekt aufgelöstes diskretes Dehnungs- oder Temperaturereignis) zwischen der Brillouinsensorik und dem Rayleigh-cOFDR-Verfahren wird klar, dass die Entscheidung für die eine oder andere der beiden Technologien oft eindeutig ausfallen wird, da eben diese Parameter komplementär zu einander sind:

Bei der Brillouin-Sensorik werden Messlängen bis weit über 50 km, mit optischen Verstärkern sogar mehrere hundert km erreicht. Ortsauflösungen von 10-20 cm auf kürzeren Längen bis einige Meter auf sehr langen Längen sind der Stand der Technik.

Das c-OFDR-Verfahren bietet Ortsauflösungen im Sub-mm-Bereich. Die Messlänge ist dagegen auf ca. 70 m beschränkt (eine Erweiterung bis 2 km ist möglich).

2.3.2 Referenzmessungen und Langzeitstabilität

Entscheidend für die Unterscheidung zwischen Rayleigh-c-OFDR und der Brillouin-Sensorik ist neben den komplementären Leistungsparametern der folgende Unterschied:

Die Rayleigh-Sensorik (sowohl c-OFDR als auch DAS) nutzt eine geometrische Information, nämlich die Verteilung der Rayleigh-Signatur entlang der Faser. Das

bedeutet, dass jede Messung als Änderung zu einer vorher erstellten Referenz erstellt werden muss.

Die der Brillouin-Sensorik zugrundeliegende physikalische Information aus der optischen Faser ist die Dichte am Messort. Jede Messung für sich zeichnet ein Profil dieser absoluten Größe auf.

Für beide Technologien ergeben sich Vor- und Nachteile aus dieser Unterscheidung:

Vorteile Brillouin-Sensorik:

- Auch ohne die Notwendigkeit einer Vor-Ort-Kalibrierung der Sensorfaser und einer Referenzmessung lässt sich der Dehnungszustand einer Sensorfaser ermitteln.
- Ändert sich während der Projektzeit die Geometrie der Sensorfaser, etwa durch eine Reparatur (ein Stück Faser wird durch ein anderes ersetzt, das nicht genau gleich lang ist), stehen die einzelnen Abschnitte vor und hinter der Reparaturstelle für sich und liefern weiterhin verwertbare und mit früheren Messungen vergleichbare Ergebnisse.
- Es gibt außer Temperatur und Dehnung (bzw. Druck) in der Praxis keine weiteren über die Projektzeit relevanten Einflüsse auf die physikalisch gemessene Größe der Brillouin-Frequenzverschiebung; auch eine Zunahme der optischen Dämpfung durch Alterung verändert nicht die quantitativen Messungen. Dadurch ist die Brillouin-Sensorik extrem langzeitstabil; jede Änderung in einer Messung gegenüber einer Jahre zurückliegenden Referenzmessung geht auf eine Änderung der Temperatur oder der Dehnung in der Glasfaser zurück.

Vorteile Rayleigh-c-OFDR:

- Ausgehend von einer gültigen Referenzmessung, also einer Aufnahme der Rayleigh-Signatur zu einem definierten Zeitpunkt, lassen sich Änderungen in Temperatur und Dehnung klar und linear als Differenz dieser Nullmessung darstellen. Inhomogenitäten in Temperatur und Dehnung zum Zeitpunkt der Nullmessung (etwa durch Unregelmäßigkeiten in der Kabelherstellung), die bei der Brillouin-Sensorik sichtbar und u.U. störend sind, werden nicht erfasst und stören die Auswertung der relativen Änderungen nicht.

- Da die gemessene Dehnung im c-OFDR-Verfahren auf einer Betrachtung der gesamten Geometrie der Faser beruht, können geometrische Verschiebungen unmittelbar dargestellt werden (s. nächster Abschnitt).

2.3.3 Von der Verschiebung zur Dehnung – und zurück

Diese Unterscheidung – absolute örtliche Dichtemessung gegenüber der Betrachtung der Signatur und damit der Geometrie der optischen Faser – hat noch weitere Konsequenzen in der Praxis, nämlich für den Unterschied einer Dehnungs- und einer Verschiebungsmessung.

Dehnungsmessungen etwa im Beton erlauben Rückschlüsse auf den Materialzustand: Es lassen sich Spannungen ermitteln, Änderungen im Elastizitätsverhalten etc. Die Dehnung bezieht sich dabei auf die Längenänderung über eine definierte Messbasis an einem definierten Ort. [NÖTHER, KÜNZEL & VOGDT, 2019]

Verschiebungsmessungen betrachten die Positionsänderung eines definierten Punkts in der zu messenden Struktur, sind also eine geometrische Betrachtung, wie sie auch durch geodätische Messverfahren vorgenommen wird.

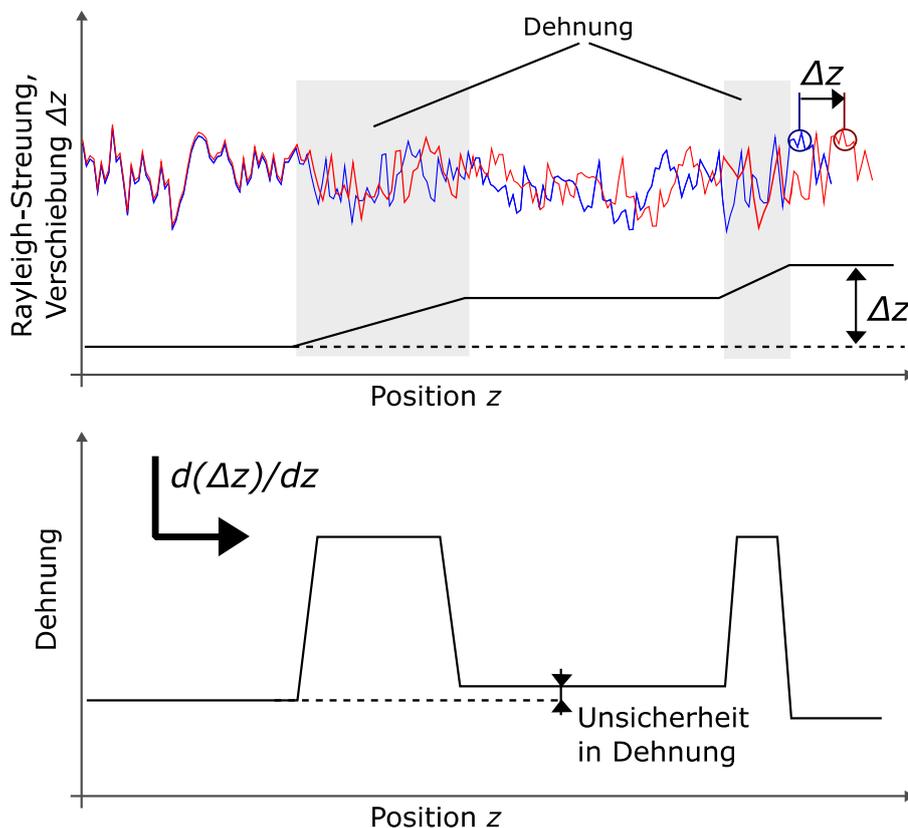


Abbildung 3: Das Prinzip der Verschiebungsmessung mit der Rayleigh-Signatur (oben) und die Ermittlung der verteilten Dehnung durch Differentiation (unten)

Das c-OFDR-Verfahren misst zunächst geometrische Änderungen der Signatur der Sensorfaser, also eine Verschiebung. Aus der örtlichen Ableitung der Verschiebung (also der Differenzen der Positionsänderungen von Messpunkt zu Messpunkt) lässt sich die Dehnung ermitteln (Abbildung 3).

Die Brillouin-Sensorik dagegen geht den umgekehrten Weg: Die Messung der Dehnung steht an jedem Ort für sich und ist absolut. Um die Verschiebung an einer bestimmten Messstelle zu ermitteln, müssen die bis zu diesem Punkt gemessenen Dehnungen integriert werden (Abbildung 4).

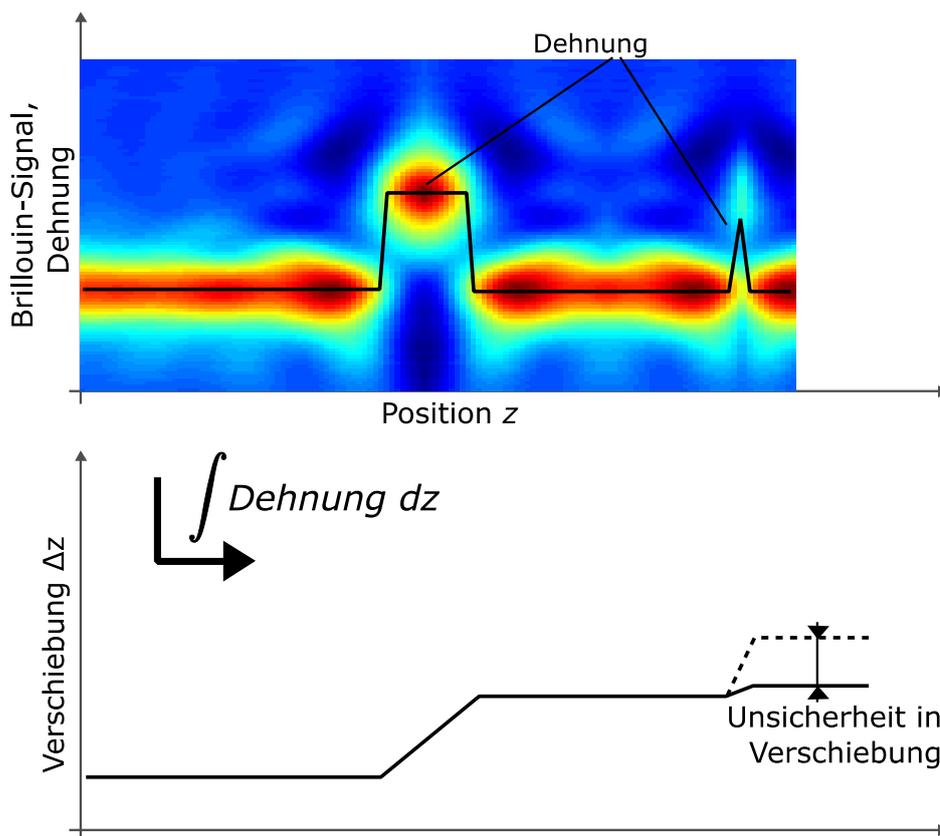


Abbildung 4: Das Prinzip der Brillouin-Dehnungsmessung (oben) und die Ermittlung der örtlichen Verschiebung durch Integration (unten). Das rechte Dehnungsereignis liegt unterhalb der Ortsauflösung und trägt dadurch nicht korrekt zur Verschiebung bei.

Daraus ergeben sich wiederum für beide Verfahren Vor- und Nachteile:

Vorteil Brillouin-Sensorik: Die absolute Dehnungsmessung lässt unmittelbare Rückschlüsse auf den Zustand des Materials bzw. des Materialverbunds zu.

Vorteil Rayleigh-c-OFDR: Die Messung absoluter Längen- und Positionsänderungen ist präzise möglich. Während bei der Brillouin-Sensorik die aufintegrierte Dehnung fehlerhaft sein kann, etwa weil kurze Dehnungsereignisse unterhalb der Auflösungsgrenze nicht erfasst werden und im Integral fehlen, ist die Längenänderung hier die primäre Messgröße. Dies ist insbesondere vorteilhaft bei 3D-Shape-Sensing-Anwendungen.

3 Anwendung verteilter Brillouin-Sensorik in der Geotechnik

3.1 Dehnungsmessungen: Vom Bauwerk in die Sensorfaser

3.1.1 Die Übertragungskette der Messgrößen

Die primären Messgrößen der faseroptischen Sensoren – geometrische Verschiebung der Rayleigh-Signatur, Intensitätsdifferenz der Raman-Streuung, Brillouin-Frequenzverschiebung – sind für die Anwendungen in der Geotechnik rein abstrakte Zwischengrößen und an sich ohne Aussagekraft zum Zustand eines Pfahls, einer Tunnelschale oder einer Setzung am Bahndamm. Aber auch die daraus abgeleiteten Größen Temperatur und Dehnung beziehen sich auf den Zustand der optischen Sensor-Glasfaser. Um etwa aus der Dehnung der optischen Faser auf die gewünschte praxisrelevante Information zu schließen, muss die gesamte Übertragungskette der Messgrößen im Blick behalten werden (Abbildung 5).

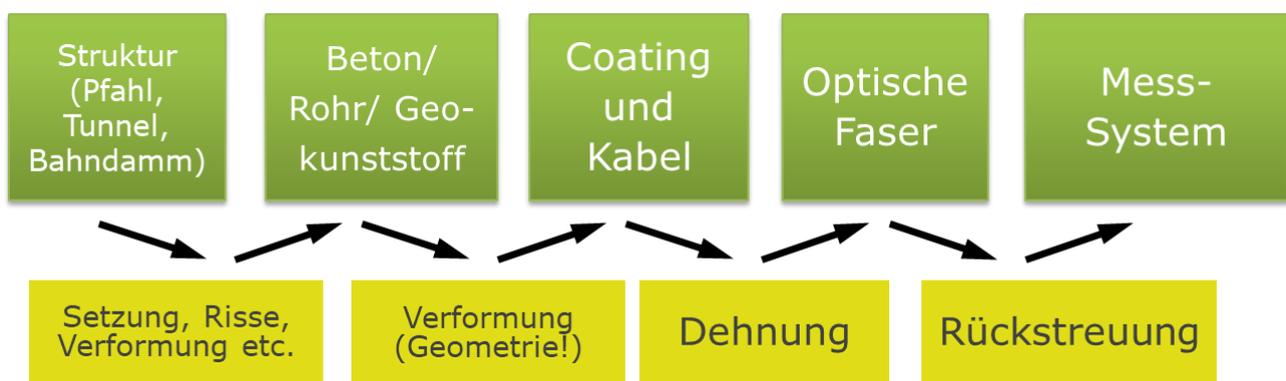


Abbildung 5: Die Übertragungskette der Messgrößen beim faseroptischen Monitoring in der Geotechnik

Insbesondere müssen bei jedem Projektdesign die folgenden Fragen gestellt werden:

- Wie verhält sich der Verbund zwischen faseroptischem Sensorkabel und umgebenden Medium – gibt es die Möglichkeit des Rutschens, ist es ein elastischer Verbund, ist er kontinuierlich oder punktuell, sind plastische nicht-reziproke Verformungen möglich?
- Geometrie: Entspricht die Richtung der zu messenden Verformung der Orientierung der optischen Faser? Da faseroptische Sensoren nur Dehnung in ihrer Längsrichtung messen (man kann sie als eindimensionalen Liniensensor annehmen), wird die Dehnung eines Betonbauteils etwa durch Auslenkung quer zur Sensorfaser nicht direkt abgebildet.
- Temperatur und Dehnung: Im Messsignal aus der optischen Sensorfaser überlagern sich Temperatur und Dehnung, was sich durch die Verwendung dehnungsfreier Temperatur-Sensorkabel kompensieren lässt (s.u.). Dominiert allerdings in einem festen Verbund (etwa bei einem in Beton integrierten Dehnungssensorkabel) der thermische Ausdehnungskoeffizient des umgebenden Mediums, ist die thermische Ausdehnung der Struktur maßgeblich für den Temperatureinfluss auf die Dehnungsmessung, die Temperaturkompensation allein durch die Betrachtung der primären Messgröße spiegelt diesen Einfluss dann nicht vollständig wider. Soll der Temperatureinfluss auf die Dehnung der Struktur herauskompensiert werden, oder ist er Teil der Information von Interesse?

3.1.2 Faseroptische Sensorkabel

In der Übertragungskette der Messgrößen von der Struktur bis zur primär gemessenen Größe der Sensortechnologie steht das Sensorkabel an einer im Projektdesign entscheidenden Schnittstelle.

Eine optische Faser ist ein 125 µm dickes Filament aus Quarzglas (auf optische Polymerfasern und ihre Sensoreigenschaften wird hier nicht eingegangen, aber an anderer Stelle berichtet), das ungeschützt in der geotechnischen Praxis unmöglich integriert werden kann. Daher werden die optischen Sensorfasern nur eingebettet in geeigneten Kabellösungen zum Einsatz kommen. Grundsätzlich muss jedes Sensorkabel die zwei – sich oft im Konflikt befindenden – Anforderungen erfüllen:

- Das Kabel muss die Sensorfaser vor mechanischer Beschädigung schützen (im Einzelfall auch vor Beschädigung durch Temperatur, chemische Einflüsse, Wasserstoffdiffusion etc.).
- Das Kabel muss die Sensoreigenschaften der optischen Faser möglichst unmittelbar auf die Struktur übertragen. Für Dehnungssensorkabel heißt das, dass es einen festen mechanischen Verbund zwischen Sensorfaser und dem umliegenden Medium ermöglichen muss. In der Nachrichtentechnik übliche Kabel, in denen die optischen Fasern unter anderem durch eine mechanische Entkoppelung, also eine lose Faserbettung, vor mechanischen Schäden geschützt sind, sind daher für Dehnungsmessungen in aller Regel ungeeignet. Stattdessen muss die Sensorfaser im Kabel fest verklebt, geklemmt oder anderweitig kontinuierlich und mit gleichmäßiger Haftung und Reibung fixiert sein (*Tight Buffer*).
- Umgekehrt ist für die verteilte faseroptische Temperaturmessung, insbesondere mit den auf Dehnung empfindlichen Rayleigh- und Brillouin-Technologien, ein weitestgehend mechanisch entkoppelndes Kabeldesign (*Loose Tube*) nötig. Hierzu befindet sich die Sensorfaser in der Regel in einem leeren oder mit Gel gefüllten Röhrchen, wobei die Faser etwas länger ist als das Kabel (je nach Design um 0,5-3%), sich aufgrund dieser Überlänge also als Helix durch das Röhrchen zieht.



Abbildung 6: Faseroptische Sensorkabel für die Messung von Dehnung (links) und Temperatur (rechts)

Weitere Kriterien für Design und Auswahl faseroptischer Sensorkabel:

Materialien: In metallischen Kabeln verläuft die Sensorfaser in einem Edelstahlröhrchen (*fiber in metal tube, FIMT*). Oft wird das FIMT mit Polymerschichten ummantelt, die Schutz und Verbundeigenschaften gewährleisten. Metallische Kabel sind robuster (zug- und

knickfester) als nichtmetallische Kabel und haben in der Regel einen homogenen Dehnungsverlauf (Nullmessung!) und ein sehr lineares Dehnungsverhalten.

Nichtmetallische Kabel sind kostengünstiger und leichter in der Handhabung.

Oberfläche: Kabel aus der Nachrichtentechnik haben in der Regel glatte Oberflächen. Als besondere Eigenschaft spezieller Dehnungssensorkabel wurden Designs mit strukturierter Oberfläche entwickelt, die durch Verschneidung einen zuverlässigeren Verbund mit dem umgebenden Medium (Erdreich, Beton) bieten.

Mechanische Kopplung: Wie oben dargestellt ist eine mechanische Kopplung für Dehnungssensorkabel essenziell. Allerdings ist eine perfekte und unmittelbare, also ideale Dehnungsübertragung aufgrund der Elastizität jedes Kabelmaterials quer zum Kabel in der Praxis nicht möglich, und oft auch nicht wünschenswert, da sonst etwa ein Riss im Beton schnell zu einer Dehnung der Faser auf kleinstem Raum jenseits von 3% und damit der Bruchdehnung führt, die Faser also reißen würde. Ein leicht elastischer Verbund würde also den Kompromiss zwischen Schutz und Sensitivität zugunsten der Schutzfunktion verschieben; außerdem würde er kleine Dehnungsereignisse wie Risse örtlich verteilen (verschmieren) und eher über die örtliche Auflösungsgrenze (die gerade bei der Brillouinsensorik entscheidend ist) transformieren. Werden besonders starke Dehnungsereignisse bei gleichzeitig geringen Anforderungen an die örtliche Auflösung gefordert (etwa bei der qualitativen Detektion von Hangrutschungen), können auch Sensorkabel mit loser Faser, aber ohne Überlänge zum Einsatz kommen (Abbildung 7) [RAVET & NIKLÉS, 2011].

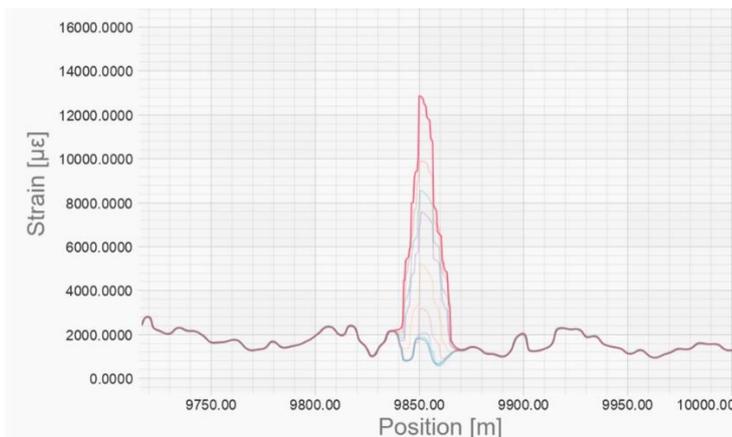


Abbildung 7: Verteilte Dehnungsmessungen (Brillouin-Sensorik, links) an einer Hangrutschung im Pipeline-Monitoring bis zum Bruch des Sensorkabels (rechts)

3.1.3 Horizontale Sensorkonfiguration: Setzungen und Verschiebungen

Aus einer Dehnung der optischen Sensorfaser auf eine Auslenkung quer zur Faser zu schließen, ist im Prinzip ein rein geometrisches Problem. Allerdings müssen hierfür oft Annahmen getroffen werden, die ein Vorwissen über die Struktur und die zu erwartenden Vorgänge benötigen.

Ein Beispiel ist die Messung einer Setzungsmulde mit einem einzelnen horizontal ins Erdreich integrierten Sensor. Die einfachste Annahme ist eine lineare, homogene Dehnung zu beiden Seiten der Setzungsmulde.

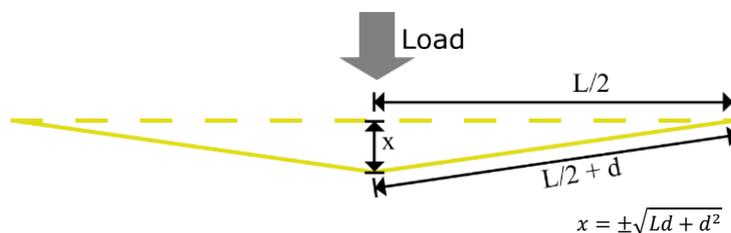


Abbildung 8: Dehnung bei Auslenkung der Sensorfaser quer zur Faser (Längenänderung d gegenüber Faserlänge L)

Ein sinusförmiger Verlauf ist eine komplexere Annahme, wird aber beim Rückschluss auf die Tiefe der Setzung genauere Ergebnisse liefern.

$$\varepsilon = \frac{1}{L} \int_0^L \sqrt{1 + \left(\frac{\pi a}{L}\right)^2 \cdot \sin^2\left(\frac{2\pi}{L}x\right)} dx - 1$$

In dem Fall ergibt sich die Dehnung ε gemäß obenstehendem Integral, darin ist a die Tiefe der Setzung und L die Länge der Setzungsmulde [NÖTHER, 2010].

3.1.4 Geokunststoffe als Sensorträger

Bei Verformungsmessungen im Erdreich (Setzungen, Hangrutschungen etc.) können Geokunststoffe zu einem wertvollen Glied in der Übertragungskette der Messgrößen werden. Werden die faseroptischen Sensorkabel auf Geokunststoffe (Geotextilien, z.B. Vliesstoffe, oder Geogitter) fixiert, kommen folgende Vorteile zum Tragen:

- Der mechanische Verbund zwischen Erdreich und Sensorkabel wird deutlich verbessert.

- Ein Dehnungsereignis das abseits des Kabels eintritt (etwa eine Setzung 1 m neben dem Kabelverlauf) führt zu einer Dehnung der Geokunststoffstruktur quer zum Kabel und damit zu einer Dehnung des Sensorkabels, es wird also ein Liniensensor in einen Flächensensor transformiert.
- Beim Einbau in der Praxis können vertraute Materialien, nämlich baustellenübliche Geokunststoffe verwendet werden, die sich leichter in die vorhandenen Prozesse integrieren lassen als die oft als Fremdkörper erscheinenden Sensorkabel.

Die Fixierung der Sensorkabel kann vor Ort durch Klemmen oder Festbinden geschehen, oder bereits bei der Herstellung der Geotextilien oder Geogitter durch direkte Integration (Abbildung 9).



Abbildung 9: Geogitter mit integrierten faseroptischen Sensorkabeln (Hersteller Huesker)

3.2 Verteilte Brillouin-Sensorik im industriellen Einsatz

3.2.1 Statische Pfahl-Probekbelastungen

Für die Dehnungsmessung in Bohrpfählen werden faseroptische Sensorkabel üblicherweise am Bewehrungskorb befestigt und mit dem Korb in die Bohrung

eingbracht. Mit dem Aushärten des Betons entsteht dann die kraftschlüssige Verbindung zwischen Sensorkabel und Pfahlkörper.

Der Einbau eines Temperatursensorkabels zusätzlich zum Dehnungssensorkabel ermöglicht zum einen die Temperaturkompensation der Dehnungsmessung, zum anderen das Monitoring des Temperaturverlaufs bei der exothermen Reaktion nach dem Gießen.



Abbildung 10: Bewehrungskorb mit faseroptischen Dehnungssensorkabeln (Stump / GGB / GESO) [KINDLER, SCHALLER, GLÖTZL & GROSSWIG, 2017]

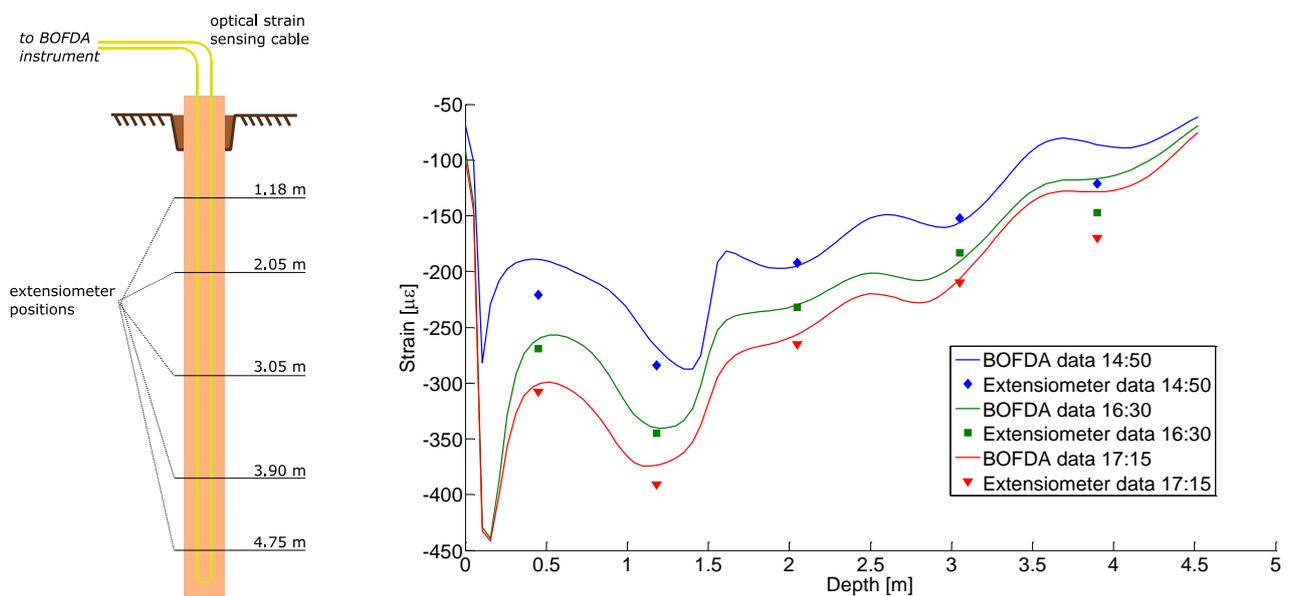


Abbildung 11: Instrumentierung eines Bohrpfahls mit faseroptischen Sensoren und Extensometern (links); Messergebnisse aus verteilter Dehnungsmessung und Extensometern (rechts) bei verschiedenen Laststufen (Pilettest Rippel)

3.2.2 Dehnungsmessungen im Bohrloch-Casing

Eine besondere Herausforderung stellt die vertikale Integration faseroptischer Dehnungssensorkabel mit mechanischer Kopplung an von außen unzugänglichen Strukturen dar. Die Dehnungsmessung an der letzten zementierten Rohrtour (550 m tief) der Bohrung BS13 bei der Soda-Produktion in Staßfurt, Sachsen-Anhalt, ist so ein Fall.

Hier wurde eine Schleife aus einem metallischen Dehnungssensorkabel und einem Temperatursensorkabel (am unteren Ende miteinander verspleißt) in das Bohrloch eingebracht, indem die Kabel mit den Zentrierelementen (Centralizer) an der Verrohrung fixiert wurden, während diese segmentweise in das Bohrloch eingebracht wurden (ein Centralizer an jedem Segment von 11 m Länge). Durch die Zementierung ergab sich dann der feste Verbund zwischen Struktur und Dehnungssensorkabel. Seit Januar 2020 laufen vierteljährliche Messungen, die Temperatur- und Dehnungsverlauf in der gesamten Tiefe von 550 m darstellen [RUSSIG & BANNACH, 2023].

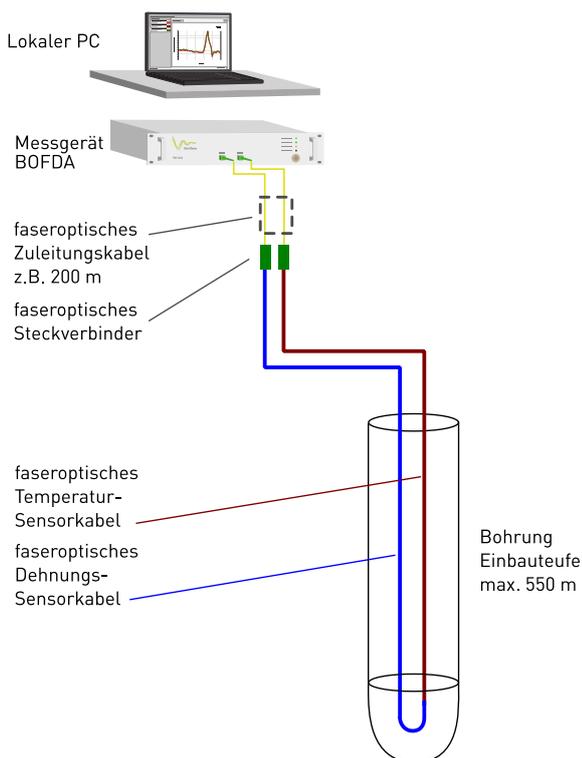


Abbildung 12: Instrumentierung der Verrohrung des Bohrlochs mit Temperatur- und Dehnungssensorkabeln: Schema (links), Befestigung an den Centralizern (rechts).

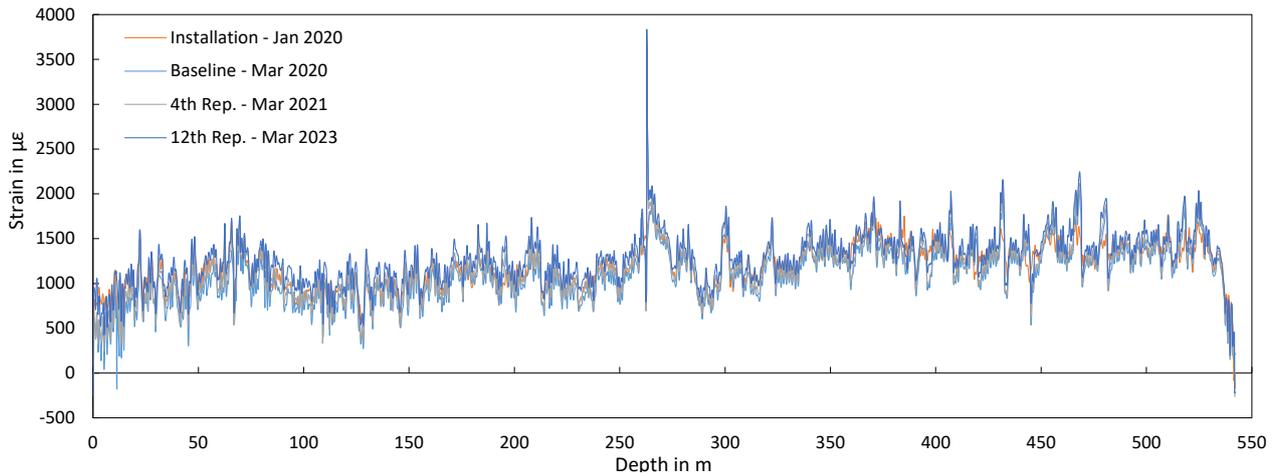


Abbildung 13: Verteilte Dehnungsmessungen (temperaturkompensiert) im Borhloch BS 13

3.2.3 Monitoring von Tunnel-Innenschalen

Beim Bau des Semmering-Basistunnels nach der Neuen Österreichische Tunnelbaumethode wurden faseroptische Sensorkabel quer zum Tunnelverlauf an mehreren miteinander verbundenen Querschnitten in die Spritzbetonschale eingebracht. Dehnungsmessungen (referenziert durch geodätische Verfahren) liefern ein genaues Profil der Verformungen jedes dieser Querschnitte [BUCHMAYER, MONSBERGER & LIENHART, 2021].

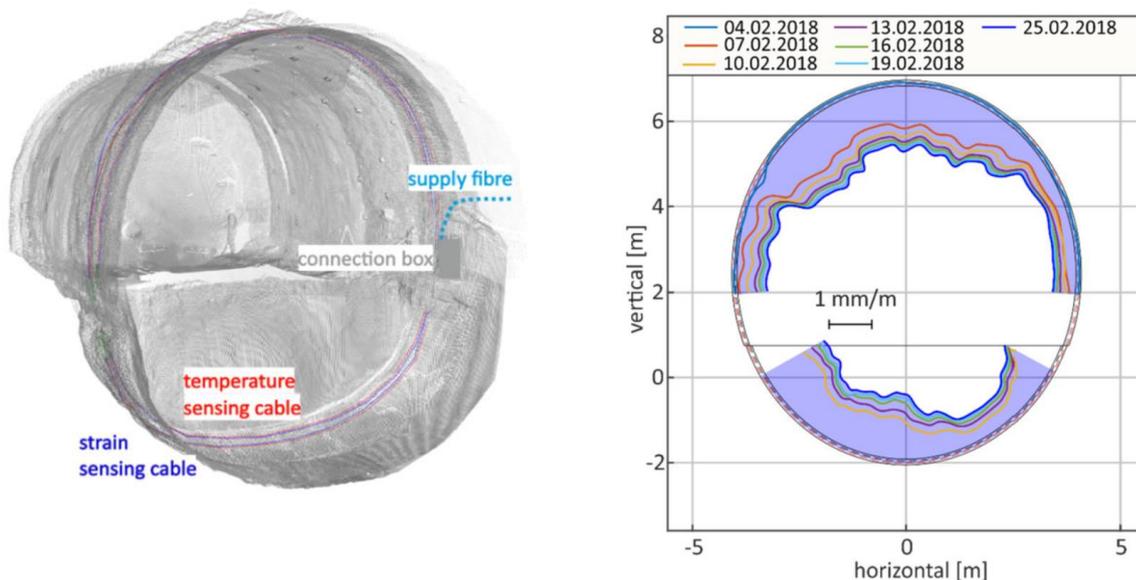


Abbildung 14: Instrumentierung der Spritzbeton-Tunnelinnenschale mit faseroptischen Sensorkabeln (links); Dehnungsmessungen am Tunnelquerschnitt (rechts)

4 Ausblick

Die Anwendungsmöglichkeiten der verteilten faseroptischen Sensorik sind sicher noch lange nicht ausgeschöpft. Aus Sicht eines Geräteherstellers können wir sagen, dass die Anwender selbst mit immer neuen Einsatzmöglichkeiten an uns herantreten, von denen wir als Nicht-Geotechniker immer wieder aufs Neue überrascht und fasziniert sind. Mit neuen Möglichkeiten wachsen auch die jeweiligen Herausforderungen, die – wie dargestellt – oft in der mechanisch gekoppelten, also dehnungssensitiven Installation der Sensorkabel liegt. Wir hoffen, mit diesem Beitrag nicht nur vorhandene Lösungen zu präsentieren, sondern auch Inspiration für die Lösung von bisher nicht gelösten Herausforderungen zu liefern.

Literatur

M. Schallert; D. Hofmann; W. R. Habel; J. Stahlmann, Structure-integrated fiber-optic sensors for reliable static and dynamic analysis of concrete foundation piles” vol. 6530, p. 65300D, SPIE, 2007.

Luna Innovations Inc.: OBR 4600 Optical Backscatter Reflectometer. Datasheet 2019. <https://lunainc.com/wpcontent/uploads/2012/11/LUNA-Data-Sheet-OBR-4600-V2.pdf>, accessed: October 16, 2020.

Speck, K.; Vogdt, F.; Curbach, M.; Petryna, Y.(2019), Faseroptische Sensoren zur kontinuierlichen Dehnungsmessung im Beton. Beton- und Stahlbetonbau, 114: 160-167

Nöther, N.; Künzel, A.; Vogdt, F.: Surface-applied distributed fiber-optic monitoring for crack detection in concrete structures: Technology overview and application challenges, Proceedings of SMAR Potsdam, 2019

Ravet, F.; Niklès, M. Offshore and onshore pipeline comprehensive monitoring with fiber optic based system, Proceedings of VII INGEPET, 2011

Noether, N: Distributed Fiber Sensors in River Embankments: Advancing and Implementing the Brillouin Optical Frequency Domain Analysis, Dissertation, 2010

Kindler, A.; Schaller, M.-B.; Glötzl, J.; Großwig, S., Statische Pfahlprobebelastung unter Verwendung faseroptischer Dehnungsmessungen mit sehr hoher Ortsauflösung, Pfahlymposium, 2017

Rußig, S.; Bannach, A.: Well integrity monitoring via Distributed Temperature and Strain Sensing (DTSS) at Stassfurt cavern BS13, Proceedings of EAGE Annual, 2023

Buchmayer, F.; Monsberger, C. M.; Lienhart, W. (2021). Advantages of tunnel monitoring using distributed fibre optic sensing. Journal of Applied Geodesy, 15(1), 1-12.

Autoren

Dr.-Ing. Nils Nöther

nils.noether@fibristerre.de

Dr.-Ing. Massimo Facchini

massimo.facchini@fibristerre.de

fibrisTerre Systems GmbH

Torellstr. 7

www.fibristerre.de

10243 Berlin

Tel.: 030 6290 1320



SENSICAL

understanding infrastructure

Wir bringen Licht ins Dunkel
Lückenlose faseroptische
Messungen in der Geotechnik

Großbohrpfähle

Mikropfähle

Rammpfähle

Verpressanker

Ingenieurbauwerke

www.sensical.de

Robuste faseroptische Dehnungs- und Temperaturmessung

Andreas Künzel, Benedikt Bruns, Christian Kuhn, Jörg Gattermann
SENSICAL, GEO-Inspector, IGG TUBS

Summary

Die Anforderungen an die Robustheit von messtechnischen Einrichtungen in der Geotechnik unterscheiden sich signifikant von denen in sonst üblichen Anwendungen wie z.B. dem Ingenieurbau oder der Industrie. Aufgrund der rauen Bedingungen im Feld sind für die erfolgreiche Instrumentierung geotechnischer Bauwerke und den Betrieb der Messeinrichtung größtes Augenmerk auf die Robustheit der Sensorik und aller damit in Verbindung stehenden Komponenten zu richten. Exemplarisch werden die Aspekte robusten faseroptischen Dehnungs- und Temperaturmessung im Beitrag anhand des umfangreichen Monitorings der Hangverdübelung am Heuberg im Zuge der Autobahn A44 sowie der Überwachung einer Vereisungsmaßnahme beleuchtet.

Die Hangsicherungsmaßnahme am Heuberg im Zuge der A44 ist baulich eine Kombination von Dübelpfählen und aufgelösten Bohrpfahlwänden. Zur messtechnischen Überwachung der mit dem Baufortschritt anwachsenden Beanspruchungen an den nicht zugänglichen Bauteilen wurde ein ganzheitliches messtechnisches Überwachungskonzept eingesetzt, u. a. ein örtlich hochaufgelöstes, faseroptisches Dehnungsmesssystem, das völlig neuartige Möglichkeiten zur Erfassung des Beanspruchungszustands der Dübelpfähle bis hin zur Detektion der tatsächlichen Rissbreiten eröffnet. Ergänzt wurde das Monitoring durch Deformationsmessungen mittels Inklinometern im Hang, sowie zahlreichen Kraftmessdosen und Extensometern sowie geodätischer Vermessung an den Stützwänden.

Für die Realisierung der Vereisungsmaßnahme beim Neubau der Linie U2 am Matzleinsdorfer Platz in Wien auf einer Strecke von ca. 120 m wurde eine Vielzahl von horizontalen Bohrungen hergestellt. Diese wurden für die Aufgefrierung des Frostkörpers, aber auch zur Qualitätsüberwachung genutzt. Die Herausforderung bestand in einer kontinuierliche Linienvermessung, die als faseroptische Temperaturmessung mit engmaschiger Ortsauflösung

durchgeführt wurden, um einen sicheren Tunnelvortrieb zu gewährleisten. Aus genehmigungsrechtlichen Gründen kann dieses Projekt nur in der mündlichen Präsentation vorgestellt werden.

1 Einführung

1.1 Aufgabenstellung

Das Land Hessen hat DEGES die bauliche Realisierung der A 44 in den Abschnitten zwischen AS Waldkappel und Wommener Dreieck übertragen. Mit Übergang der Aufgaben für Bundesautobahnen an die Autobahn GmbH des Bundes ist DEGES nunmehr gegenüber der Autobahn GmbH verantwortlich. Zu den Aufgaben gehört auch die Ausarbeitung von Bauwerksentwürfen und die Erstellung einer baureifen Verkehrsanlagenplanung.



Abbildung 1: Fertiggestellte Böschungssicherung im Bereich Heuberg mit Blick in südlicher Richtung zum Tunnel Boyneburg. Stand 11/2022

Der gemäß den Richtlinien zum Planungsprozess und für die einheitliche Gestaltung von Entwurfsunterlagen im Straßenbau (RE-Entwurf) vorgesehene etwa 250 m lange „Einschnitt Heuberg“ befindet sich in Hanglage unmittelbar nördlich der Netrtalbrücke bzw. der Anschlussstelle (AS) Ringgau und dem Tunnel Boyneburg bei Sontra-Wichmannshausen (Abbildung 1).

Mangels detaillierterer Baugrunduntersuchungen ist im RE-Entwurf ein auf der Ostseite etwa 36 m tiefer Einschnitt mit Regelböschungsneigungen 1:1,5 und zwei schmalen Zwischenbermen vorgesehen worden (Abbildung 2, Norden links).

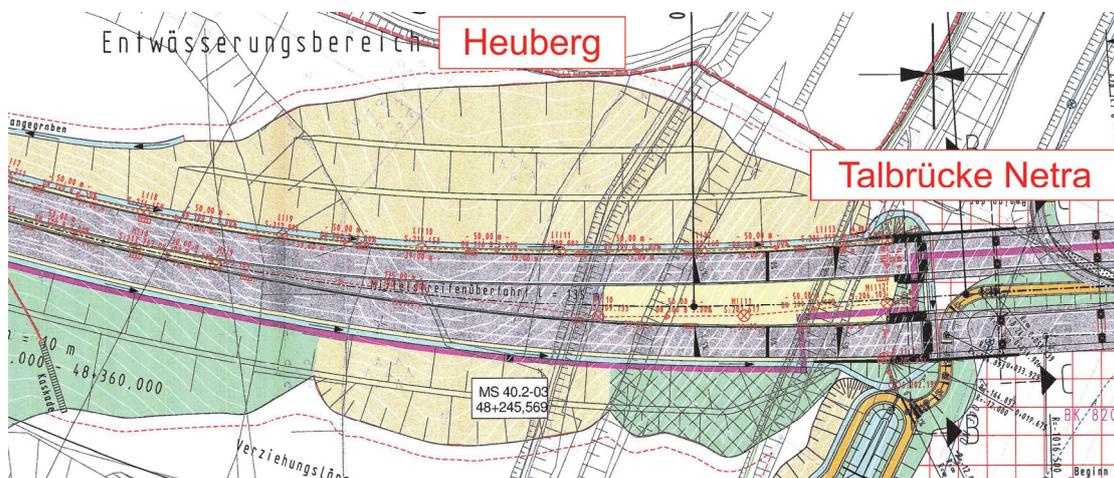


Abbildung 2: Lageplanausschnitt Planfeststellungsunterlagen © Hessen Mobil

1.2 Geologie und Baugrund

Im Zuge der Verdichtung der Baugrunduntersuchungen ergab sich zunächst kein klares Bild von dem zu erwartenden Schichtenverlauf entlang des Einschnitts. Besonders markant war ein „sprunghaftes“ Abfallen und Aufsteigen des Buntsandsteinhorizontes um etwa 15-20 m. Überlagert fand sich eine mächtige Muschelkalkschicht bis fast zur Geländeoberfläche. Erst die lokal weitere Verdichtung und Ergänzung mehrerer Querprofile bis weit aus dem Planungsgebiet hinaus brachte die notwendige Klarheit.

Schlussendlich konnte von einer wannenartigen Oberfläche des Sandsteinhorizontes mit leichtem Gefälle in Trassenrichtung ausgegangen werden, der in veränderlicher Höhe aus der herzustellenden Böschung austritt (Abbildung 3).

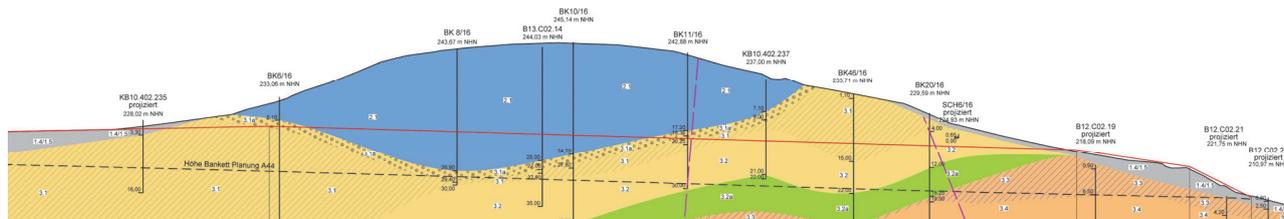


Abbildung 3: geologischer Längsschnitt am östlichen Fahrbahnrand © DEGES

Die Ursache wird in dem Verbruch einer Gipsauslaugungszone vermutet, der ein Nachrutschen des bergseitig anstehenden Muschelkalks ausgelöst hat. Wie eine Art Lavaström hat sich das Gestein in Form eines neuen Bergrückens in einem etwa 130 m breiten Streifen nach Westen verlagert.

Muschelkalk besitzt eine Durchlässigkeit in der Größenordnung von $k_f = 10^{-4}$ m/s, während Buntsandstein eine etwa zwei bis drei Zehnerpotenzen geringere Durchlässigkeit aufweist. Infolgedessen staut sich oberhalb des Buntsandsteinhorizontes das versickernde Geländewasser. An der Schichtgrenze hat sich zusätzlich eine 2-3 m dicke Verwitterungszone mit signifikant geringerer Scherfestigkeit und nochmals um etwa zwei Zehnerpotenzen reduzierter Durchlässigkeit ausgebildet. Entlang dieser Schichtgrenze hat sich somit eine prädestinierte Gleitfläche ausgebildet. Die Wannenstruktur und die leichte Neigung des Horizontes in westlicher Richtung (senkrecht zur Trasse, Abbildung 4) spitzen das Standsicherheitsrisiko für die Böschung bzw. den gesamten Hang weiter zu.

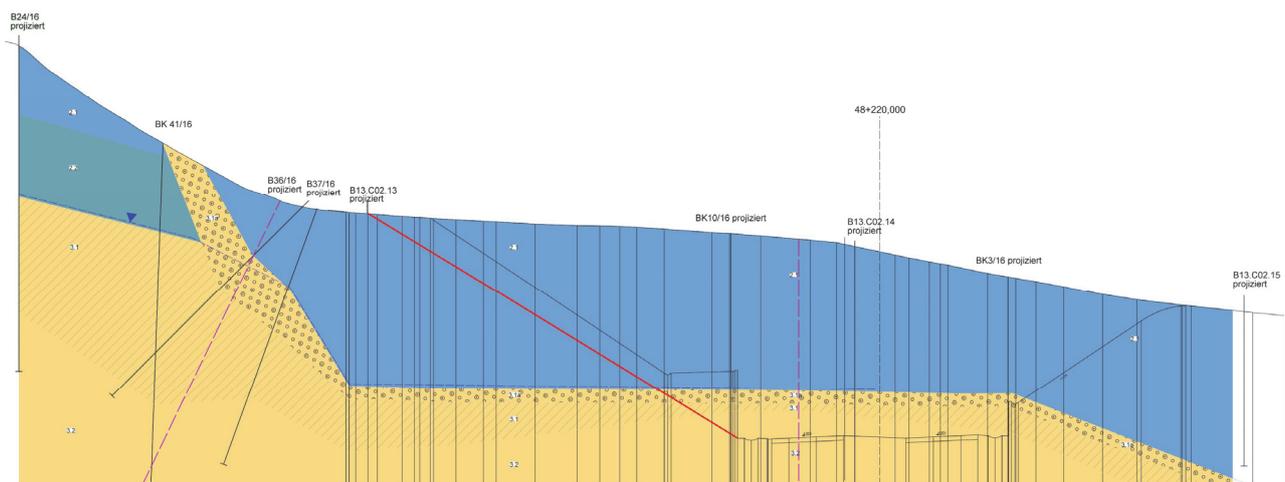


Abbildung 4: geologischer Querschnitt, beispielhaft © DEGES

Die Analyse der Geländebruchsicherheit ergab dann auch, dass der geplante Einschnitt in keinem der untersuchten Schnitte ausreichend standsicher war. Im ungünstigsten Schnitt betragen die treibenden Kräfte im Grenzzustand der Tragfähigkeit etwa 34 MN/m, die haltenden etwa 28 MN/m, so dass Defizitkräfte in der Größenordnung von 6 MN/m horizontal durch eine Ertüchtigungsmaßnahme aufzunehmen bzw. abzutragen waren.

Zum Vergleich: die ständigen Lasten einer Auflagerachse der benachbarten Netratlbrücke (zweistegiger Plattenbalken mit einer Regelstützweite von 35 m) betragen für einen Überbau gerade 13 MN. Die hier abzutragende Horizontallast ist also etwa 16-mal so groß, als das Gewicht pro Meter einer Talbrücke mit 12 m Fahrbahnbreite.

1.3 Lösungsansätze

Um die Standsicherheit im Bau- und im Endzustand sicherzustellen, wurden hausintern verschiedene Lösungsansätze diskutiert:

- Böschungsvernagelung
- Stabilisierung mittels vorgespannter Litzenanker
- mehrlagig verankerte Schlitz- oder Bohrpfahlwand
- Verdübelung der Böschung mittels Großbohrpfählen oder Schachtbauwerken
- Tunnel in geschlossener Bauweise
- Tunnel in offener Bauweise

Erste überschlägliche Vordimensionierungen ließen schnell erkennen, dass die meisten dieser Ansätze im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit oder eine wirtschaftliche Vertretbarkeit ausscheiden. Aufgrund der Abmessungen der Bruchfigur (bis ca. 90 m hinter den Böschungsfuß) und der erforderlichen Gesamtstabilisierungskraft wurden Nagel- und Verankerungsvarianten verworfen. Sowohl die erforderlichen Nagel- bzw. Ankerlängen als auch die über Reibung an sehr langen Verpresskörpern einleitbaren Kräfte ließen keine erfolgversprechende Dimensionierung zu.

Aus wirtschaftlichen Gründen wurde auch ein Tunnelvortrieb im Lockergestein (Muschelkalk einer ehemaligen Rutschung) auf einer vergleichsweise kurzen Länge von 200-250 m verworfen.

Eine Tunnelherstellung in offener Bauweise führt über die Herstellung geeigneter Baugrubensicherungen auf ähnliche Dimensionierungsprobleme wie eine Vernagelung oder Verankerung. Ein Durchsteifen der Horizontallasten und entsprechend steife Verbauwände ließen ebenso kein wirtschaftlich vertretbares Ergebnis erwarten. Lediglich die geringeren geforderten Sicherheiten im Bauzustand ließen hier geringfügige Erleichterungen erwarten.

Letztlich wurde eine Kombination aus einer Sicherung der lokal aus der Böschungsfäche austretenden Schichtgrenze mittels einer rückverankerten aufgelösten Bohrpfehlwand und einer Hangverdübelung mittels Großbohrpfählen als die flexibelste und wirtschaftlichste Gesamtlösung verfolgt.

2 Planung

2.1 Stützwände und Dübel

Die Sicherungsmaßnahmen gliedern sich auf der Ostseite der Trasse (Abbildung 5) in

- eine ca. 10 m hohe und 370 m lange aufgelöste Bohrpfehlwand (STW unten) $D = 90$ cm mit bis zu vier Ankerlagen, Gurtbalken aus Stahlbetonfertigteilen (Sondervorschlag des Auftragnehmers), einer dazwischenliegenden Natursteinverblendung und bis zu 30 m langen, vorgespannten Litzenankern
- eine schräg im Hang liegende, im Bauzustand ca. 9 m, später ca. 5 m hohe und 80 m lange aufgelöste Bohrpfehlwand (STW oben) $D = 90/150$ cm mit drei Ankerlagen, Gurtbalken aus Stahlbetonfertigteilen (Sondervorschlag des Auftragnehmers) und bis zu 28 m langen, vorgespannten Litzenankern
- 119 hochbewehrte Großbohrpfähle $D = 150$ cm mit einer Absetztiefe von bis zu 50 m, von denen 19 Stk. in die vorgenannte obere Bohrpfehlwand integriert sind.

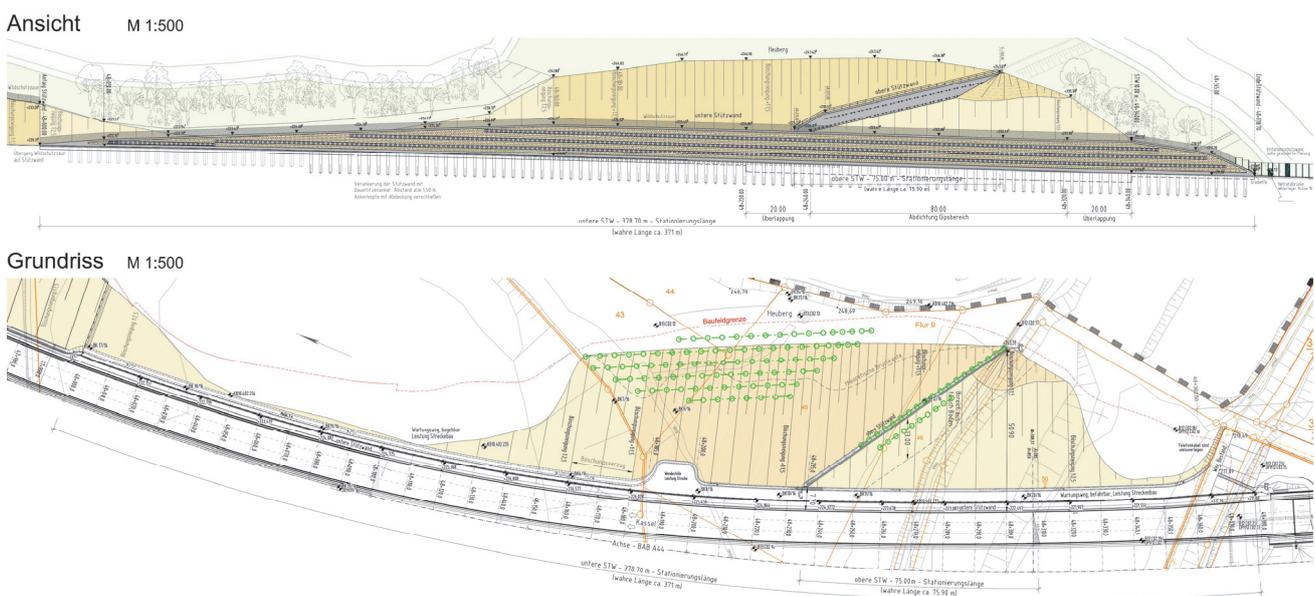


Abbildung 5: Grundriss und Ansicht Heuberg Ostseite, Bauwerksentwurf © DEGES

Auf der Westseite der Trasse ist eine ca. 5 m hohe und 135 m lange aufgelöste Bohrpfahlwand D = 90 cm mit einer Ankerlage, Gurtbalken aus Stahlbetonfertigteilen, einer Natursteinverblendung und bis zu 20 m langen, vorgespannten Litzenankern angeordnet, die hier nicht weiter behandelt wird.

2.2 Bemessung der aufgelösten Bohrpfahlwände

Aufgrund der großen Wandhöhe und keinen relevanten Einschränkungen hinsichtlich der Wandverformungen (z. B. keine gefährdete Bebauung) konnten die Wände mit aktivem Erddruck bemessen werden (Abbildung 6). Die Litzenanker wurden auf 90 % der errechneten Ankerkräfte (bis zu 470 kN) festgelegt, wobei mit Unterlegblechen und einer entsprechenden Ankerkopfausbildung dafür gesorgt wurde, dass sowohl ein Nachlassen als auch ein Nachspannen der Anker bei Bedarf möglich ist.

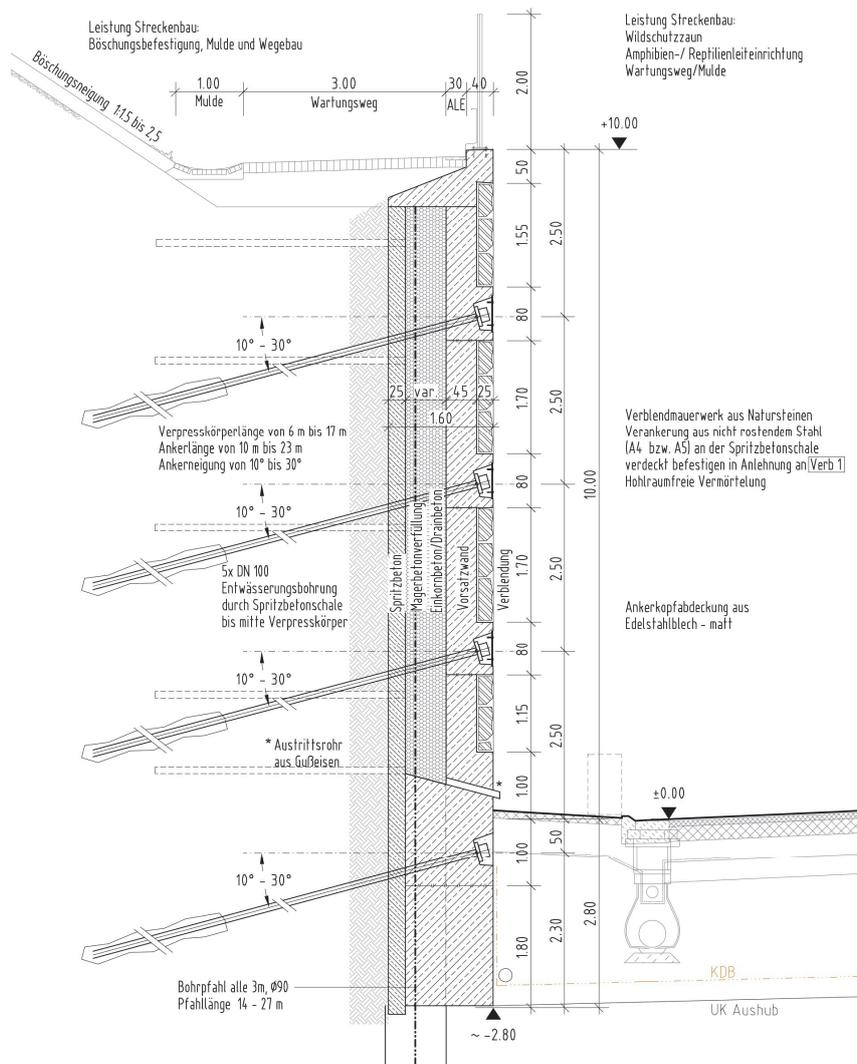


Abbildung 6: Regelquerschnitt untere Bohrpfahlwand © DEGES

Die Verpresskörper der Anker wurden durch Anpassen der Neigung und der Länge jeweils mit einem Sicherheitsabstand zu der prognostizierten Lage der Verwitterungszone angeordnet.

2.3 Bemessung der Dübelpfähle

Die Bemessung der Dübel im Grenzzustand der Tragfähigkeit (GZT) hängt von der abzudeckenden Defizitkraft, einer möglichen Anordnung im Grundriss zur Vermeidung von Konflikten mit den Litzenankern der Bohrpfahlwände und dem Abstand der Dübel untereinander ab.

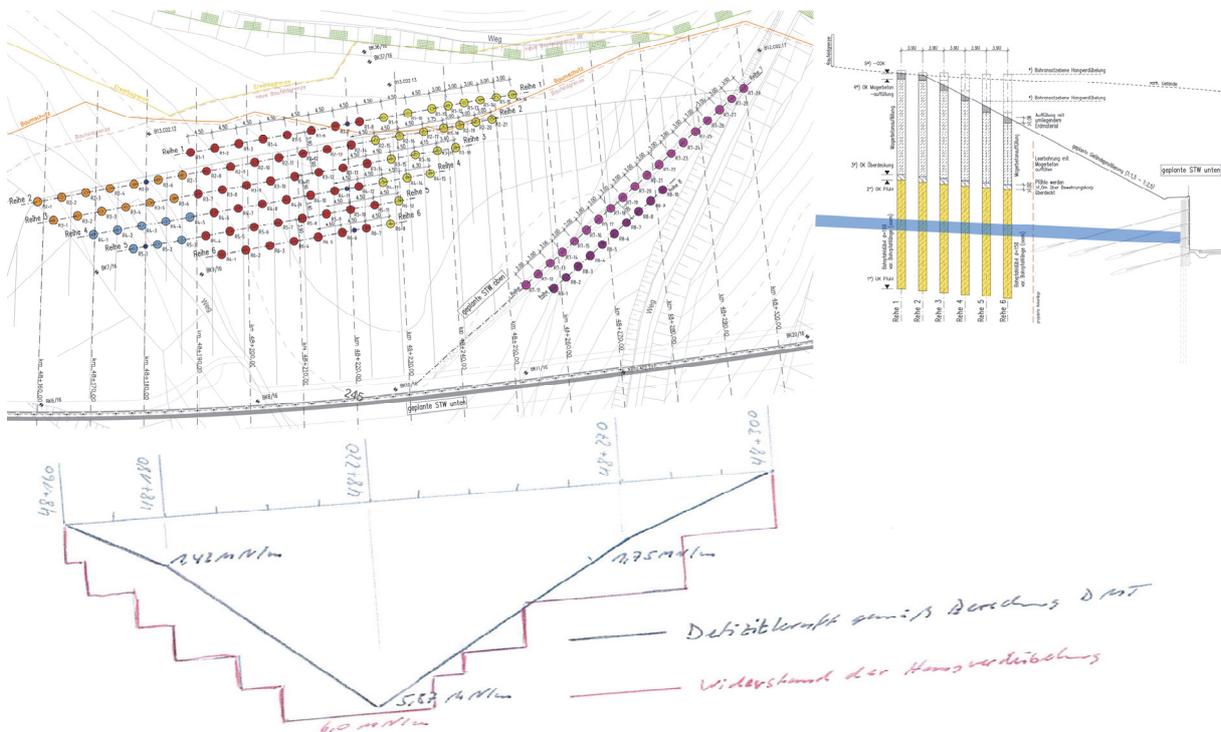


Abbildung 7: Deckung der Defizitkräfte durch Dübelpfähle © DEGES

Die Defizitkraft aus dem Geländebruchsicherheitsnachweis, der konventionell an ebenen Berechnungsschnitten geführt wurde, ist über die Wandlänge stark veränderlich. Da ein Versagen des Hanges aber nur großräumig und nicht streifenweise denkbar ist, kann die Deckung der Defizitkraft in Anlehnung an eine Schubkraftdeckung im Betonbau erfolgen. Auf ein 'Einschneiden' wurde dabei verzichtet (Abbildung 7).

Die Bemessung der Dübel selbst (quasi die innere Standsicherheit der Hangsicherung) erfolgt anhand eines Bemessungsmodells nach Witt (Abbildung 8). Da die mögliche Anzahl der

Dübel aufgrund des verfügbaren Platzes im Grundriss begrenzt ist (Konflikt mit Litzenankern), wurde ein Teil der Bohrpfähle der oberen Wand mit größerem Durchmesser und größerer Länge im unteren Bereich als Dübel aktiviert und im oberen für die Wandkonstruktion quasi doppelt genutzt.

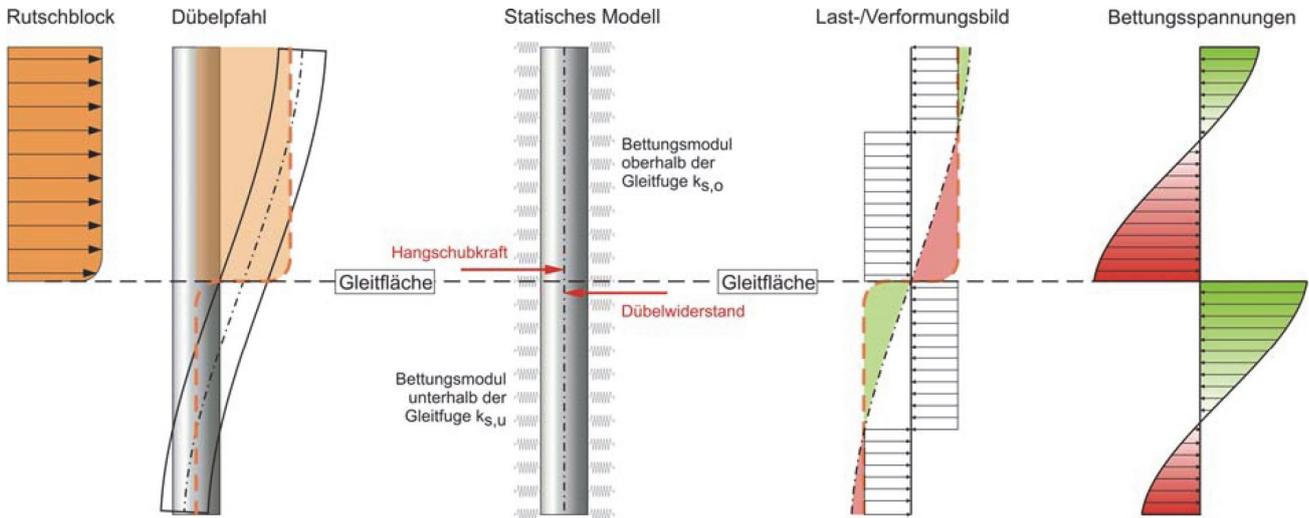


Abbildung 8: Dübelbemessung nach Witt (WITT, 2013)

Alle Dübelpfähle sind aus C35/45 zur Maximierung der Querkrafttragfähigkeit hergestellt und in Längsrichtung hochbewehrt (2 Lagen mit je 24 \varnothing 28 BSt 500/550 S, siehe Abbildung 9).

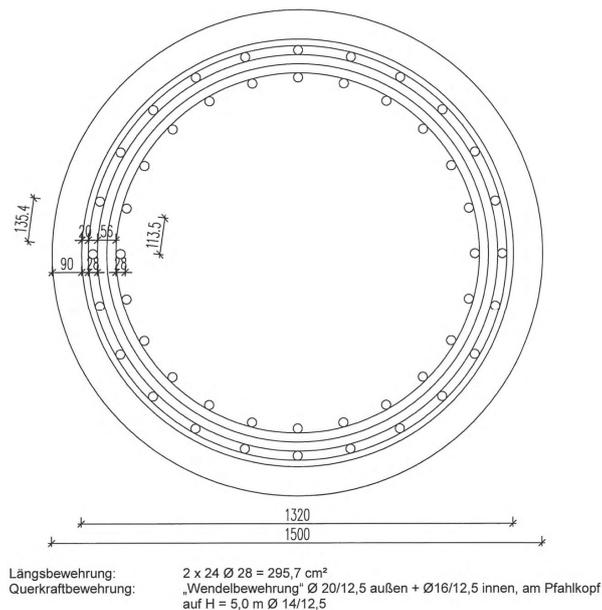


Abbildung 9: Bewehrung Dübelpfähle © DEGES

Eine besondere Herausforderung stellt die Bemessung der Dübel im Grenzzustand der Gebrauchsfähigkeit (GZG) dar. Dies bedeutet hier eine Begrenzung der Stahlspannung zur Begrenzung der Rissbreiten. Da mangels Grundwasser nur ein geringer Korrosionsangriff zu erwarten ist, wurden auf Festlegung des Bauherrn die Rissbreiten lediglich auf 0,4 mm begrenzt.

Gänzlich unklar ist allerdings der zu erwartende Beanspruchungszustand der Dübel im GZG, in dem auf den Ansatz von Teilsicherheitsbeiwerten bekanntlich verzichtet wird. Während im GZT mit abgeminderten Bodenwiderstandswerten φ' und c die oben beschriebenen Defizitkräfte ermittelt wurden, verschwinden diese Defizitkräfte an einem vergleichbaren „Versagensmodell“ im GZG und es kann sich ein Gleichgewichtszustand ohne gesonderte Sicherungsmaßnahmen ausbilden. Dies sagt jedoch nichts über den zugehörigen Verformungszustand aus, der durch die steifen Dübel auch noch beeinflusst wird. Da die Dübel einen Verformungswiderstand darstellen, baut sich in ihnen bis zum Erreichen des Gebrauchslastniveaus eine Beanspruchung auf.

Dabei spielt auch der Herstellungsprozess eine entscheidende Rolle. Die Bohrpfähle werden spannungsfrei von der Geländeoberfläche aus hergestellt. Mit Beginn des Aushubs zur Herstellung der Böschungsfäche stellen sich durch die Aushubentlastung Hebungen und somit Zugkräfte in den in den Baugrund eingebetteten Bohrpfählen ein. Diese gehen erst wieder im GZT verloren, da sie für die Herstellung des Gleichgewichts nicht erforderlich sind. Realistisch verbleiben geringe Normalzugkräfte in den Pfählen, die die Gleitfläche zusätzlich überdrücken und somit die Defizitkräfte mindern. Dieser Effekt wurde allerdings im GZT vernachlässigt. Mit fortschreitendem Aushub steigt dann infolge Hangverformung die Querkraftbeanspruchung in den Dübeln, die mit einer Biegebeanspruchung einhergeht.

Der Zuwachs der Beanspruchung über den GZG hinaus bis zum rechnerischen GZT (des Hanges) ist dann in hohem Maße nichtlinear und daher nicht ohne weiteres einzuschätzen. Eine simple Linearisierung (z. B. Schnittgrößen im GZG = Schnittgrößen im GZT / 1,35) würde die tatsächlichen Beanspruchungen im GZG deutlich überschätzen.

Auf rechnerische Analysen des GZG mit Finite-Elemente-Programmen wurde verzichtet, da eine Vorhersage auf einem Entlastungspfad mit den bisher verfügbaren Stoffmodellen

erheblichen Unsicherheiten unterliegt. Für im universitären Umfeld in der Forschung entwickelte Stoffmodelle lagen überdies die erforderlichen Rechenparameter nicht vor und hätten auch nicht kurzfristig bestimmt werden können.

Stattdessen wurde im Rahmen der gem. EC 7 für diese geotechnische Kategorie 3 ohnehin vorgesehenen Beobachtungsmethode der Weg eingeschlagen, mittels eines innovativen Messsystems in Kombination mit bereits erprobten Messeinrichtungen eine kontinuierliche und hochauflösende faseroptische Dehnungsmessung in ausgewählten Bohrpfählen durchzuführen, die eine genaue Abbildung der sich tatsächlich einstellenden Rissbreiten und Biegemomente an den Dübelpfählen ermöglicht.

3 Monitoringkonzept

Das Monitoringkonzept sieht messtechnisch eine Aufteilung der Hanges in drei maßgebliche Schnitte bei der Kilometrierung von 48+180, 48+220 sowie 48+270 vor (Abbildung 10). Insgesamt wurden sieben (rote Punkte) der 119 Dübelpfähle mit faseroptischen Dehnungssensoren (High-Resolution Fiber Optic Sensors, h-FOS) instrumentiert, wobei einer der Dübelpfähle (grüner Punkt) mit einem Referenzmesssystem aus Schwingsaiten Dehnungssensoren (Vibrating Wire Gauges, VWG) bestückt wurde. Während sich fünf instrumentierte Dübelpfähle im Hang befinden, wurden zusätzlich zwei Dübelpfähle in der STW oben ausgewählt. Ergänzend wurden Deformationsmessungen mittels Inklinometermessstellen (VIK) jeweils im Bereich der instrumentierten Dübelpfähle sowie weiterer Messpunkte im Hang angeordnet.

Komplettiert wird das Konzept durch Ankerkraftmessungen sowie Wegmessungen mittels Extensometern in den STW sowie deren geodätische Vermessung, um die Wirksamkeit der Verdübelung auf Höhe STW zu prüfen und nachzuweisen

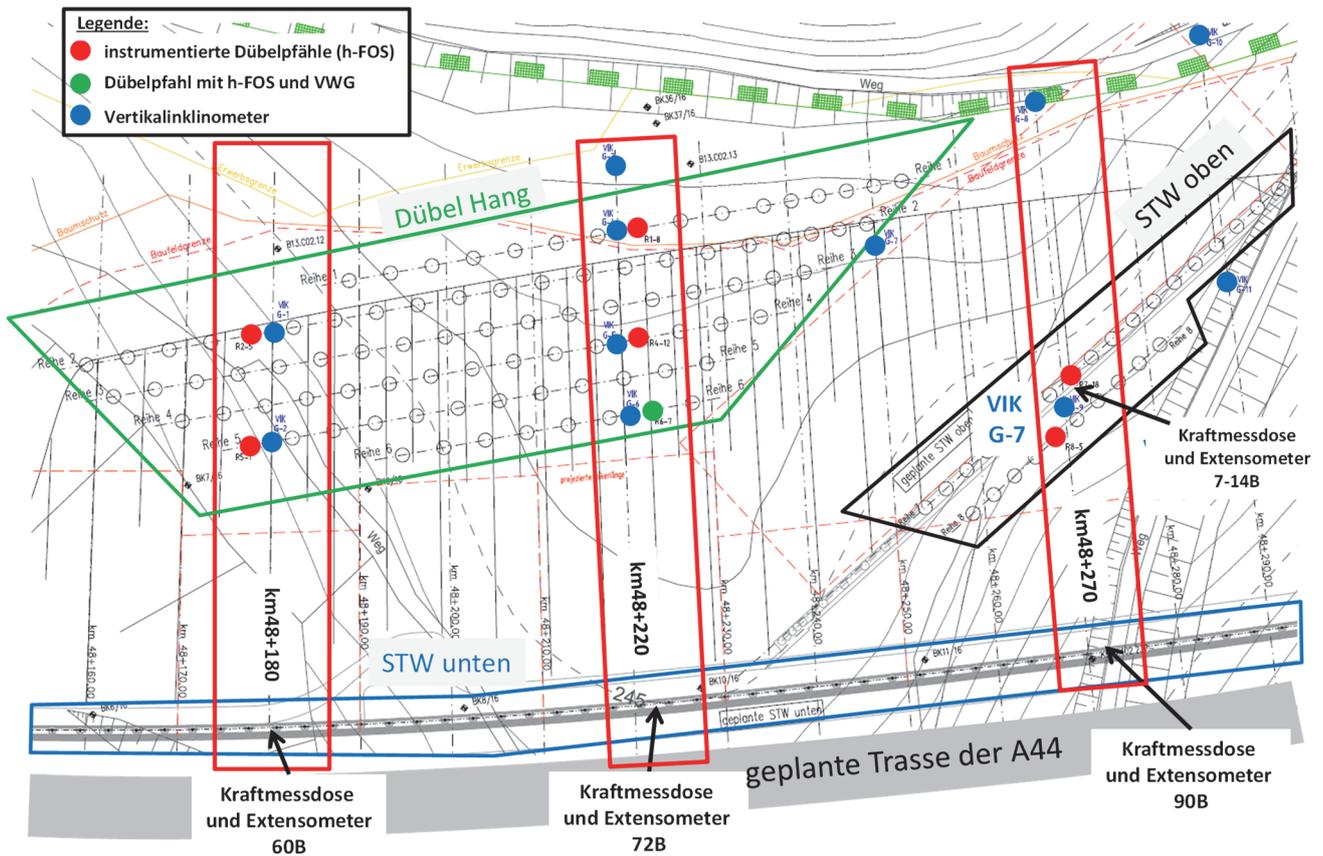


Abbildung 10: Monitoringkonzept am Heuberg im Lageplan

Sinnvoll wird ein Monitoring im Sinne der Beobachtungsmethode, sofern es mit den Ergebnissen der Bemessung in Bezug gesetzt wird. Dies wird durch die Erstellung eines Havariekonzeptes sichergestellt, welches den Ergebnissen der Messungen anhand der Statik festgelegten Schwell-, Eingreif- und Alarmwerten gegenüberstellt. Bei Überschreitung dieser Werte werden im Havariekonzept festgeschriebene Maßnahmen erforderlich.

Es wurden keine automatisierten Messsysteme verbaut. Der Messzyklus wurde anhand des Hangabtrages sowie des Baufortschrittes der Stützwände mit der Herstellung der Ankerlagen festgelegt. Außerdem ist die Weiterführung des Monitorings nach Fertigstellung des Bauwerkes auch später, während des Betriebs der A 44, vorgesehen.

4 Bautechnische Umsetzung

4.1 Herstellung der Hangsicherung ... Einbau der Dübelpfähle

Die zur Hangsicherung am Heuberg verwendeten Dübelpfähle bestehen aus einem hochbewehrten unteren Teil, dem eigentlichen Pfahl (Abbildung 11, dunkelgrau hinterlegt), der etwa mittig zur prognostizierten Verwitterungszone angeordnet ist. Über dem eigentlichen Pfahl befindet sich eine Magerbetonschüttung (Abbildung 11, hellgrau hinterlegt), um im Böschungsbereich ohne aufwändige Verdichtungsmaßnahmen mindestens die Scherfestigkeiten des umgebenden Baugrunds zu erreichen. Darüber wurde eine Auffüllung aus Aushubmaterial verwendet, um die verbleibende Höhe zwischen Magerbeton und dem Urgelände zu verfüllen. Diese Auffüllung wurde beim späteren Erdaushub bis zur geplanten Geländeprofilierung wieder abgetragen.

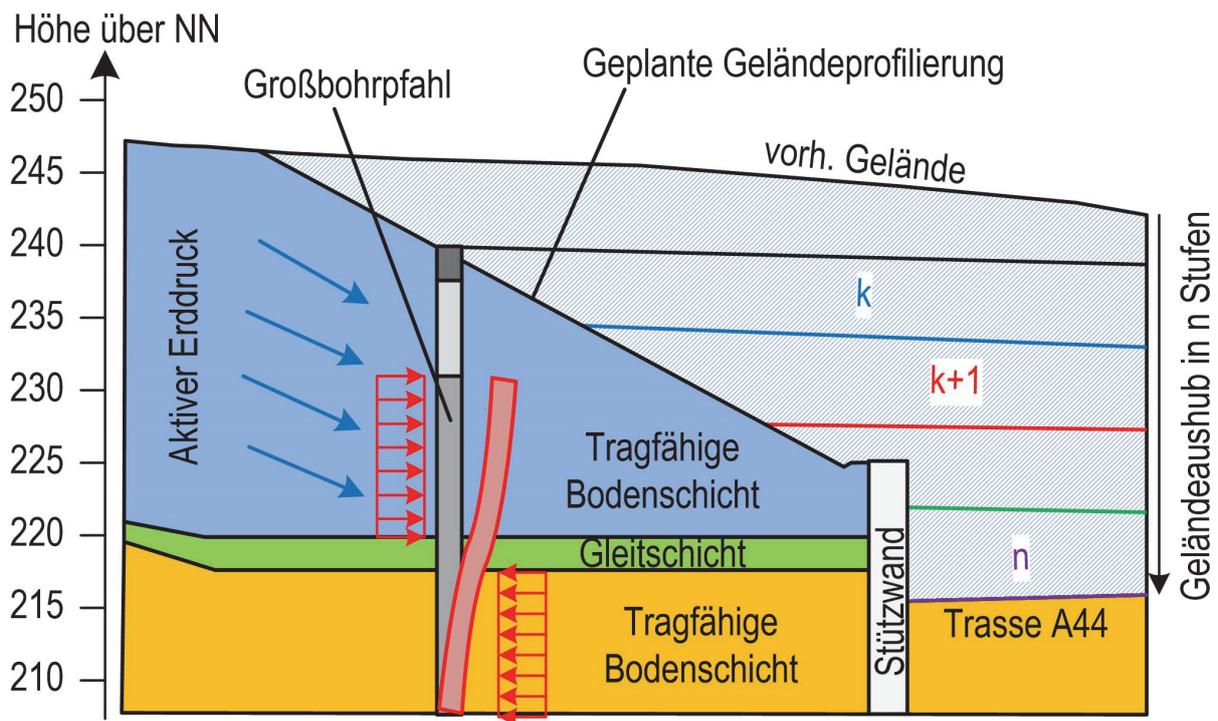


Abbildung 11: Hangabsicherung mit Großbohrpfählen und Stützwänden nach Erdaushub

© SENSICAL

Um eine ausreichende Verankerung der Pfähle sicherzustellen, gründen die Pfahlsohlen in einer Höhe von ca. 197 m über NN. Vom Urgelände aus wurde zunächst eine verrohrte

Bohrung mit einem Durchmesser von 1,5 m und einer Tiefe von ca. 50 m hergestellt. Anschließend wurde der Bewehrungskorb in das Bohrloch hinabgelassen. Die Bewehrungskörbe der Großbohrpfähle bestehen aus bis zu drei Teilsegmenten von ca. 10 m Länge, die beim Einbau miteinander verbunden wurden (Abbildung 12, links), Gesamtgewicht 14,6 t.

Die Wirkungsweise der Dübel nach Herstellung des Hangeinschnitts entlang der Gleitschicht ist in Abbildung 11 skizziert. Die Belastung quer zur Pfahlachse zur Aufnahme der Defizitkräfte in der Gleitfuge verursacht eine Biegung des Dübelpfahls und damit potenzielle Rissbildungen. Insbesondere der Biegemomentverlauf sowie die Rissbreiten sind für die Beurteilung des Pfahlzustandes von wesentlichem Interesse. Daher sind diese Größen im Rahmen der Zustandsüberwachung der Dübelpfähle regelmäßig messtechnisch zu überprüfen.

Hierfür war eine Auswahl der Großbohrpfähle mit Sensorik zu bestücken. Zum Einsatz kamen punktuell messende Dehnungssensoren vom Typ schwingende Saite sowie hochauflösende faseroptische Dehnungssensoren, welche beide im nachfolgenden Abschnitt genauer beschrieben werden. Die Eignung der verwendeten faseroptischen Sensorkabel für die Dehnungsmessungen und Rissbreitenbestimmungen in Betontragwerken wurde in einer Vielzahl von Laborversuchen, u. a. in [FISCHER et. al., 2019], bestätigt. Die Applikation beider Sensortypen erfolgte in den Segmenten der Bewehrungskörbe (Abbildung 12, rechts). Entsprechend war die Instrumentierung konzeptionell sorgfältig auszuarbeiten und robust auf den Herstellprozess der Pfähle abzustimmen.

Im Ergebnis blieb sämtliche Messtechnik während deren Einbau bzw. der Herstellung der Pfähle sowie des folgenden Abtrags des Hanges vollständig intakt.



Abbildung 12: links: Stoß zwischen zwei aufeinanderfolgenden Bewehrungskorbsegmenten über dem Bohrloch und Sensorkabel (blau), rechts: Schwingsaitensensor (rot) und faseroptischer Dehnungssensor (blau) im Bewehrungskorb © SENSICAL

Zur Ermittlung der horizontalen Verformungen der Bereiche zwischen den Dübelpfählen sind insgesamt elf Vertikalinklinometer-Messstellen (VIK) im Hang installiert, die mittels Handsonde vermessen werden.

4.2 Überwachung der Stützwände

Die Stützwände bestehen aus bis zu vier Ankerlagen. In den für das Monitoring bestimmten maßgeblichen Schnitten wurden in jeder Ankerlage Kraftmessdosen zur Bestimmung des Ankerkraftentwicklung verbaut. Korrespondierende Verformungsmessungen erfolgen durch in der zweiten Ankerlage verbaute 4-fach-Stangenextensometer. Die Messpunkte bzw. Gestängelängen der Extensometer wurden anhand der benachbarten Anker- und deren Verpresskörperlängen bestimmt. Diese waren für den 1. Messpunkt die halbe freie Stahlänge, für den 2. der Beginn des Verpresskörpers, der 3. in der Mitte des Verpresskörpers und der 4. Messpunkt 2 m hinter dem Verpresskörper (Abbildung 13).

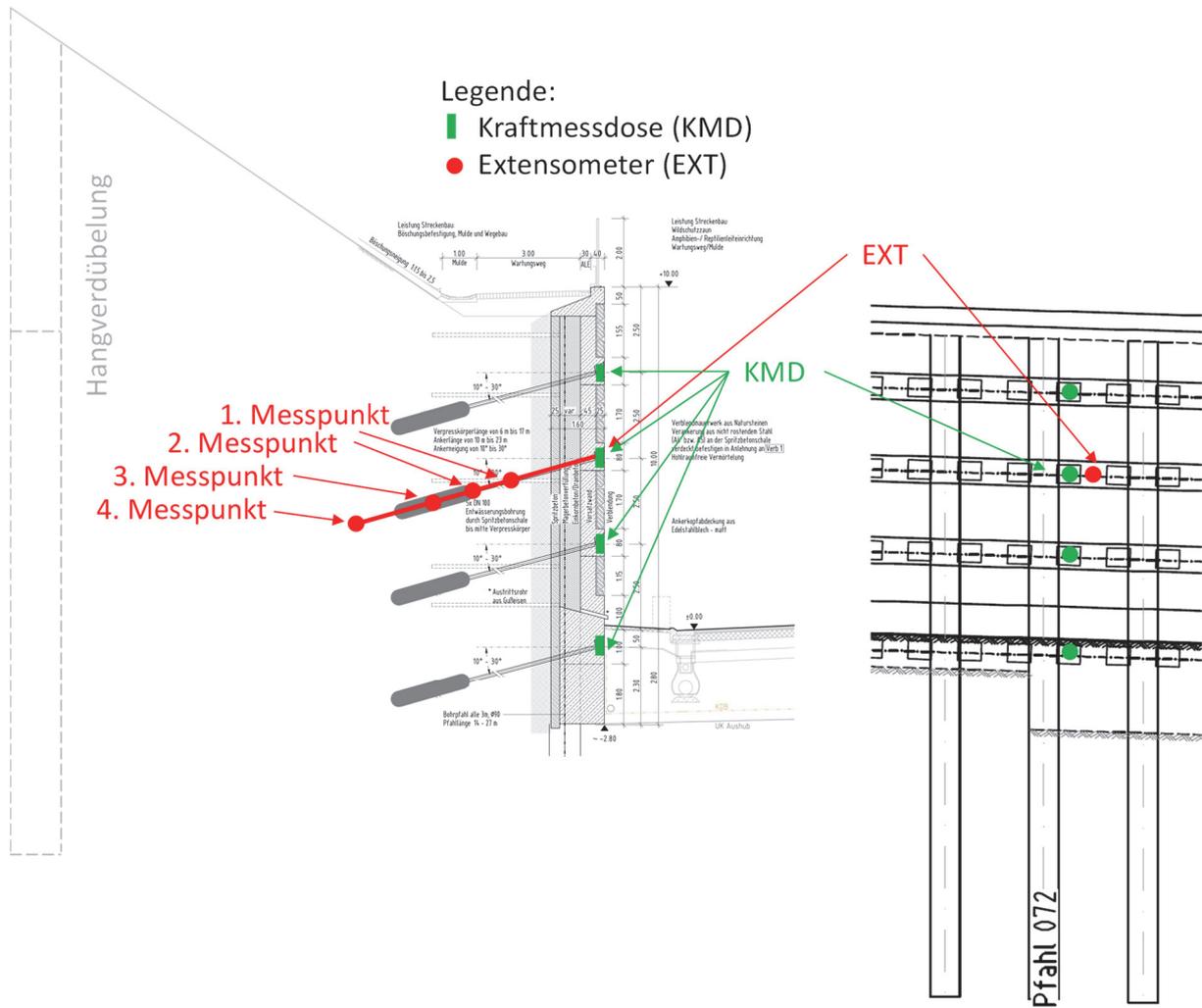


Abbildung 13: Instrumentierte Stützwand mit Kraftmessdosen und Extensometer

5 Hangüberwachung

5.1 Messtechnische Aufgabe

5.1.1 Hangbewegung und Stützwände

Bei den VIK, KMD und EXT handelt es sich im Wesentlichen um Standardmesssysteme der Geotechnik. Es wird daher auf die detaillierte Erläuterung verzichtet und auf die umfangreiche verfügbare Fachliteratur, z. B. [ARBEITSKREIS, 2022] verwiesen. Der Fokus dieses Kapitels liegt auf der messtechnischen Umsetzung mittels faseroptischer Sensorik der Dübelpfähle und der spezifischen Auswertung der Messdaten.

5.1.2 Dübelpfähle

Die sieben ausgewählten Dübelpfähle waren so mit Sensoren zu instrumentieren, dass Rissaktivität und Schnittgrößenentwicklung infolge des Hangabtrags quantitativ bestimmt werden können. Notwendigerweise muss die Sensorik dafür zumindest Minima und Maxima der Überwachungsgrößen erfassen. Aufgrund des unbekanntem Beanspruchungs- und Deformationszustands der Dübel im GZG ließen sich Bereiche und Ausmaß von Rissaktivität sowie der Verlauf des Biegemoments längs der Pfähle nicht zuverlässig prognostizieren. Das Bemessungsmodell der Dübel für den GZT liefert zwar Hinweise auf einen möglichen, ungünstigen und daher maßgebenden Grenzzustand, dieser muss jedoch keineswegs affin zu den tatsächlichen Zuständen bis zum GZG sein. Ursachen hierfür liegen in der Modellbildung für den GZT und den möglichen geologischen Abweichungen gegenüber den Modellannahmen.

Herkömmliche, punktuell messende Sensoren sind in diesem Fall nicht ausreichend (oder nur in sehr großer, wirtschaftlich nicht zu vertretender Anzahl), da die notwendigen Voraussetzungen für die Bestimmung ihrer Position entlang der Länge des Bauteils fehlen. Weiterhin kann weder im Vorhinein, noch bei der Auswertung zwischen gerissenen und ungerissenen Bereichen unterschieden werden, da eine ergänzende visuelle Inspektion von Pfählen naturgemäß ausscheidet.

5.2 Dübelpfähle: verwendete Sensortechnologien

Daher fiel die Wahl auf ortsverteilt messende hochauflösende faseroptische Sensoren. Mit diesen kann die Dehnung entlang der Messfaser mit einem Messpunkt Abstand (Ortsauflösung) von unter 1 mm erfasst werden. Im Fall des eingesetzten robusten Messkabels reicht jedoch eine Ortsauflösung von 10 mm aus, womit im 30 m langen Dübelpfahl eine Kette von 3.000 Sensorpunkten und somit im Hinblick auf die hier vorliegenden Bauteilabmessungen ein quasi-kontinuierliches Messsignal erzeugt wird. Es entsteht ein lückenloses Bild der Messgröße über die Länge des Bauteils.

Zur Absicherung wurde am hinsichtlich der erwarteten Beanspruchung exponiertesten der Dübelpfähle ein Referenz-Messsystem mit Dehnungssensoren vom Typ schwingende Saite (VWG) installiert, die in der Geotechnik einen Quasi-Standard darstellen. Bei den VWG erfolgt die Bestimmung der Dehnung gemittelt über einen integralen Bereich von ca. 100 mm.

Die Positionierung der Sensoren in vier Ebenen über die Höhe des Pfahls erfolgte anhand des der Bemessung zugrunde gelegten Schnittgrößen- bzw. Deformationszustands im GZT. Die Instrumentierung eines Dübelpfahls zeigt skizzenhaft Abbildung 14.

Beide Sensor-Systeme werden im Querschnitt eines Pfahls 4-fach, um jeweils 90° über den Umfang versetzt, angeordnet und beide Systeme liefern als Basismessgröße die mechanische Dehnung.

Für die Beurteilung des Pfahlzustandes ist die Erhebung der Dehnungskurven allein allerdings noch nicht ausreichend. Stattdessen sind ingenieurmäßig bewertbare Messgrößen erforderlich, um die Aufgabe der Bauwerksüberwachung zuverlässig zu erfüllen. Wie im vorangegangenen Abschnitt erwähnt, sind geeignete Bewertungsgrößen für die Zustandsbewertung der Großbohrpfähle unter anderem der Schnittgrößenverlauf des Biegemoments und die auftretenden Rissbreiten entlang der Pfahlachsen. Nach einer kurzen Beschreibung der genannten Sensortechnologien wird die Auswertung hinsichtlich der Rissbreiten in Abschnitt 5.3.1 und hinsichtlich des Biegemomentenverlaufs in Abschnitt 5.3.2 erläutert. Eine Darstellung der Ergebnisse folgt in Abschnitt 6.

Die hochauflösende Dehnungskurve entlang der Messfaser wird durch die Analyse der sogenannten Rayleigh-Rückstreuung ermittelt. Durch die Faser hindurchgeleitetes Licht unterliegt an jeder Stelle Rückstreuungseffekten. Da Glas ein amorphes Material ist, variieren entlang der Glasfaser die Molekularstruktur, die Dichte sowie zufällige im Glas eingeschlossene Störungen. Entsprechend variiert die Intensität des entlang der Sensorfaser zurückgestreuten Lichts. Auf den ersten Blick ist das gesamte aufgezeichnete Rückstreusignal über die Länge der Messfaser aus zufälligen Rückstreuintensitäten zusammengesetzt. Diese Intensitätskurve ist jedoch für jede Sensorfaser einzigartig, zeitlich stabil und kann als sogenannter „Fingerabdruck“ der Messfaser aufgefasst werden. Jede aufgebrachte Verformung der Sensorfaser führt zu einer messbaren Deformation des „Fingerabdrucks“. Im Messgerät wird aus der Korrelation eines Rückstreu-Signals mit einer Referenzmessung die entsprechende Dehnungsänderung für jeden einzelnen Messpunkt entlang des Glasfaserkabels bestimmt. Weitere Details zu dieser Technologie sind beispielsweise in [KUENZEL, 2016] erläutert.

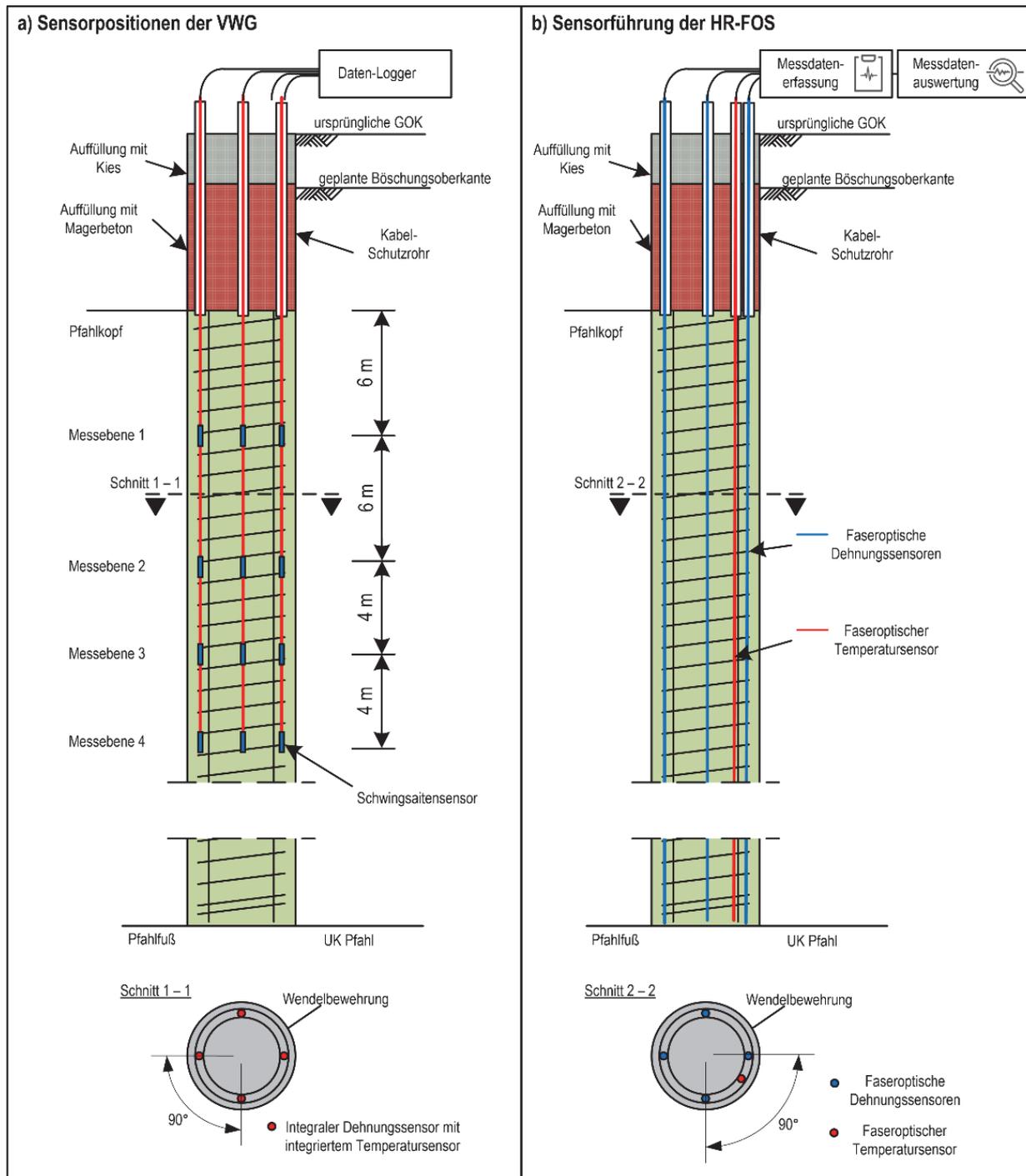


Abbildung 14: a) Sensorpositionen der VWG und b) Sensorführung der h-FOS im Pfahl-längs- und -querschnitt © SENSICAL/GEO-Inspector

Verwendet wurde ein robustes Sensorkabel, bei dem die Glasfaser in einer Metallkapillare verklebt verläuft, die wiederum durch einen Mantel von extrudiertem Kunststoff vor mecha-

nischer Beschädigung geschützt wird. Der Mantel besitzt herstellungsseitig bereits eine Prägung, die den Verbund zum umgebenden Betonmaterial sicherstellt. Die Nachgiebigkeit des Verbunds im gesamten Sensoraufbaus aus Mantel, Kapillare und Messfaser gewährleistet auch die Beständigkeit des Sensorkabels beim Auftreten von Rissen im umgebenden Beton. Resultierende Rissöffnungen werden über eine Verankerungslänge des Sensorkabels in den Beton verteilt. Bei einem annähernd starren Verbund zwischen Sensorfaser und Beton würde die vorhandene, theoretisch unendlich hohe Dehnung zwischen den Rissufern das Messkabel zerreißen. Stattdessen wird durch den elastischen Sensoraufbau die Rissöffnung über eine Verankerungslänge von ca. 300 mm verschmiert. Daher ist auch eine Ortsauflösung von 10 mm für die geforderten Ergebnisse ausreichend.

Mit der eingesetzten faseroptischen Messtechnik und dem beschriebenen Sensoraufbau werden Dehnungsverläufe für Glasfaserkabel von bis zu 70 m Länge mit einer Empfindlichkeit von $1 \mu\epsilon$ („microstrain“ = $1 \cdot 10^{-6}$ m/m) ausgewertet.

Die Referenzmessung im vorliegenden Projekt wurde im April 2019 erhoben. Dem Fortschritt des Abtrags im Geländeeinschnitt entsprechend wurden seither neun Folgemessungen durchgeführt und ausgewertet (vgl. Abschnitt 6).

Als in der Geotechnik bewährtes Referenz-Messsystem kommen integrale Beton-Dehnungssensoren mit schwingender Saite zum Einsatz (Abbildung 15).

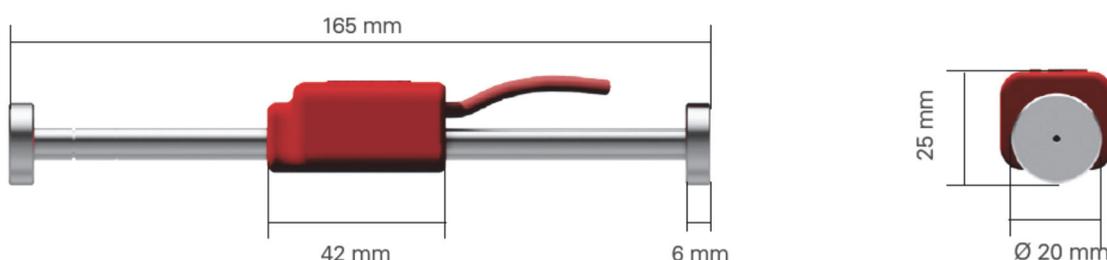


Abbildung 15: Beton-Dehnungssensor mit schwingender Saite (VWG), Quelle: Sisgeo

Die Saite ist innerhalb der Hülse zwischen den beiden Endplatten gespannt und wird über den Impulsgeber (rot) in der Mitte des Messgebers in Schwingung versetzt. Über die Änderung der Frequenz der Saitenschwingung wird auf eine Dehnung/Stauchung geschlossen. Jeder Impulsgeber ist darüber hinaus mit einem Temperatursensor ausgestattet.

5.3 Bestimmung ingenieurmäßig bewertbarer Messgrößen

5.3.1 Rissdetektion und Rissbreitenbestimmung

Abbildung 16 zeigt einen beispielhaften Ausschnitt einer gemessenen Dehnungskurve (blaue Kurve). Durch die hohe räumliche Auflösung der eingesetzten Messtechnik lassen sich mehrere einzelne Dehnungsspitzen erkennen, die das elastische Zugdehnungsvermögen von Normalbeton deutlich überschreiten. Folglich werden diese Dehnungsspitzen durch vorhandene Rissöffnungen verursacht. Zur Lokalisierung dieser Risse wird eine Rissindikatorfunktion abgeleitet (Abbildung 16, gestrichelte, rote Kurve). Dehnungswerte, die diese Indikatorfunktion überschreiten, werden den Rissen zugeordnet. Die Fläche zwischen der Dehnungskurve und der Indikatorfunktion entspricht der Rissbreite an der Stelle der Dehnungsspitze. Auf diese Weise werden Rissbreitenänderungen mit einer Genauigkeit von 0,01 mm zuverlässig gemessen. Gleichzeitig wird entlang der Sensorfaser kein einziger Riss übersehen.

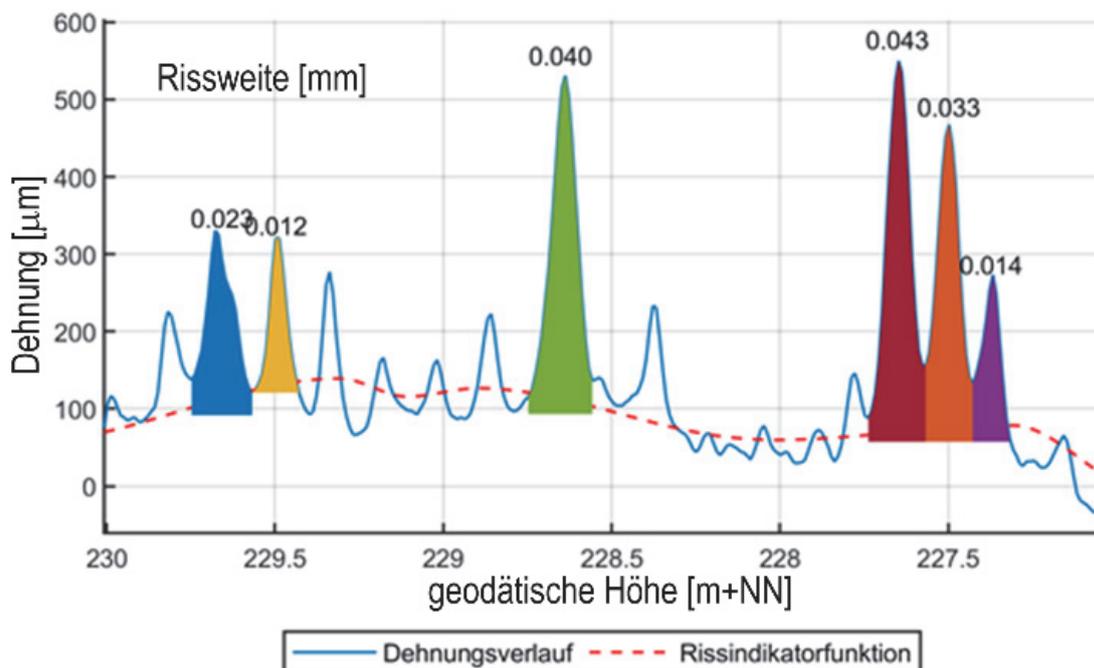


Abbildung 16: Rissortung und Rissbreitenbestimmung © SENSICAL

Zur Beurteilung des Pfahlzustandes werden die Rissbreitenänderungen für jede Sensorfaser statistisch erfasst. Neben der maximalen Rissbreite werden der 90%-Quantilwert und der Medianwert (50%-Quantil) aller Rissbreiten entlang der Messfaser ermittelt (vgl. Abbildung 22 in Abschnitt 6) und zur Bewertung den definierten Grenzwerten gegenübergestellt.

5.3.2 Berechnung des Biegemomentenverlaufs

Schnittgrößen wie das Biegemoment sind Gleichgewichtsgrößen, die nach der Euler-Bernoulli-Balkentheorie bestimmt werden. Diese Theorie gilt für abschnittsweise stetige Querschnittsverläufe, was aber in gerissenen Bereichen nicht gegeben ist. Die gemessenen Dehnungen im Riss sind also hierfür nicht ohne weiteres zu verwenden. Stattdessen wird analog zum Verfahren zur Risserkennung und Rissbreitenbestimmung ein glatter Dehnungsverlauf erzeugt, der die physikalisch zwingende Kontinuität von Gleichgewicht und Verträglichkeit berücksichtigt. Aus dieser glatten Dehnungskurve werden die Schnittgrößen der Normalkraft und des Biegemoments, wie nachfolgend beschrieben, bestimmt (der entsprechende Ablauf ist in Abbildung 17 schematisch dargestellt).

In jedem Querschnitt entlang der Dübelpfahl-Achse werden von den vier faseroptischen Dehnungssensoren vier Dehnungswerte ε_i ($i = \text{Nord, Süd, Ost und West}$) erfasst. Unter Verwendung des Ansatzes der kleinsten Fehlerquadrate wird eine lineare Regressionsebene an diese vier Datenpunkte angepasst. Unter der berechtigten Annahme, dass die Querschnitte eben bleiben (Bernoulli-Hypothese), wird diese Ebene als Dehnungsebene des jeweiligen Querschnitts aufgefasst. Damit werden auch einbaubedingte Verdrehungen des Pfahlkorbs samt Messeinrichtung ausgeglichen und die Hauptbeanspruchungsrichtung des Pfahls im Weiteren zugrunde gelegt.

Die mittlere Dehnung der Dehnungsebene ist die Normaldehnung ε_N des jeweiligen Querschnitts. Mit der Längssteifigkeit des Ankerpfahls EA wird die Änderung des Normalkraftverlaufs über die Pfahltiefe z im Vergleich zur Referenzmessung ermittelt.

$$N(z) = EA \varepsilon_N(z) \quad (1)$$

Der Krümmungsverlauf κ des Pfahlquerschnitts ergibt sich aus der Neigung der Dehnungsebene gegenüber der vertikalen Pfahlachse. Mit der Biegesteifigkeit des Dübelpfahls EI wird die Änderung des Biegemomentverlaufs über die Pfahltiefe z gegenüber der Referenzmessung ermittelt.

$$M(z) = EI \kappa(z) \quad (2)$$

Der Pfahlzustand wird über die gesamte Pfahltiefe direkt durch den Vergleich des Normalkraft- und Biegemomentverlaufs mit zulässigen Grenzwerten der jeweiligen Schnittgrößen bestimmt (N-M-Nomogramm).

Analog zu diesem Vorgehen wird ebenfalls die Normalkraft und das Biegemoment aus den Messdaten der VWG bestimmt. Im Gegensatz zu den Schnittgrößenverläufen aus der Auswertung der h-FOS werden mit den VWG lediglich Einzelwerte in den Messebenen (s. Abbildung 14 a) ausgewertet.

Anzumerken ist, dass im Bemessungsmodell für den GZT gar keine Normalkräfte (aus Gleichgewichtsgründen nicht erforderlich) berücksichtigt wurden. Tatsächlich war aber bedingt durch den Bauablauf (Herstellung der Pfähle vom Urgelände aus) davon auszugehen, dass sich infolge der Aushubentlastung leichte Hebungen des Baugrunds und eine Verzahnung der Dübelpfähle über Mantelreibung mit dem umgebenden Baugrund einstellen, in deren Folge Zugkräfte im Pfahl geweckt werden.

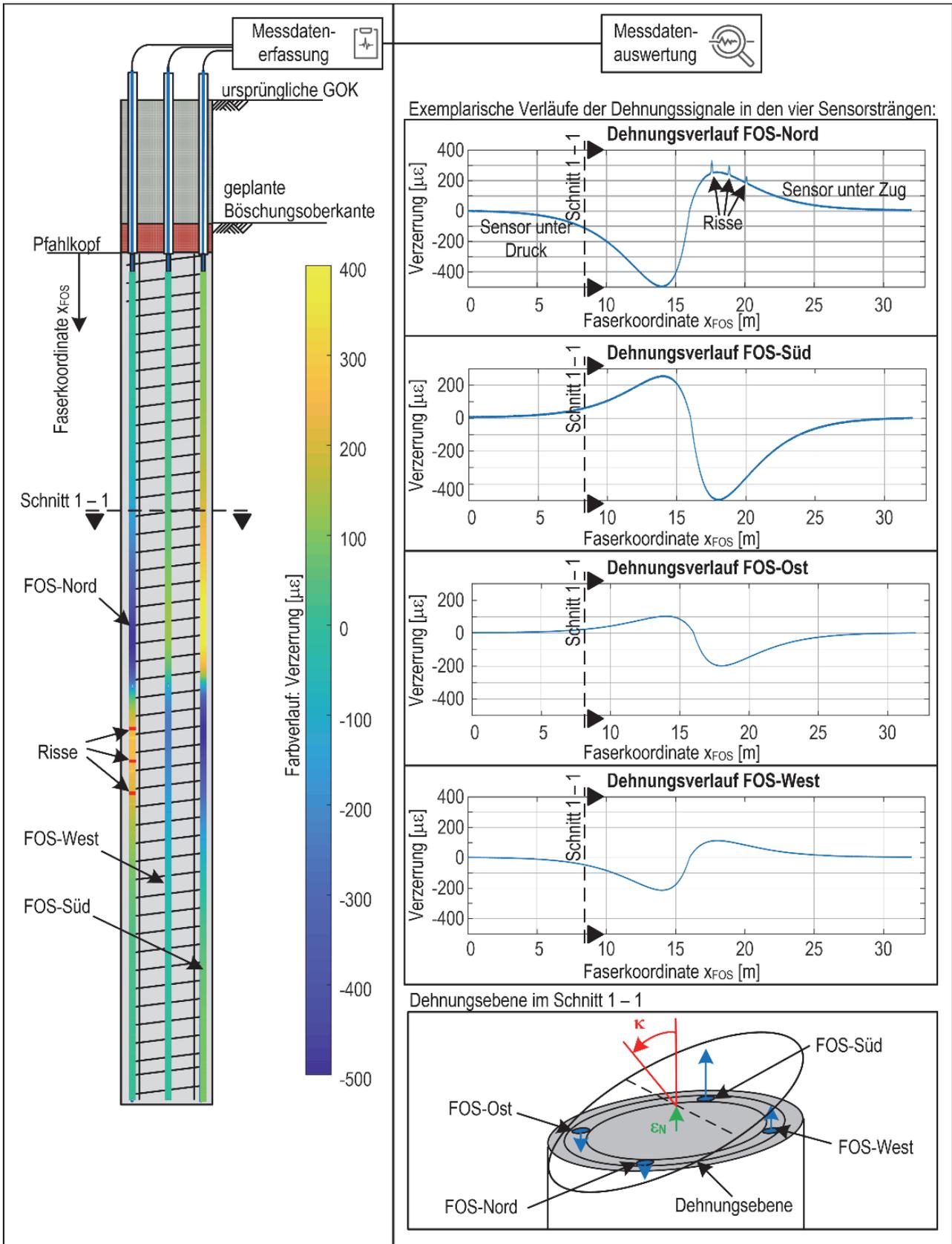


Abbildung 17: Auswertung der faseroptisch gewonnenen Dehnungsverläufe in jedem Querschnitt des Pfahls; Dehnungsebene Normaldehnung ϵ_N und Krümmung $\kappa(z)$ © SENSICAL

6 Ergebnisse

6.1 Hang

Nachfolgend werden Ergebnisse der in Abschnitt 5.3 beschriebenen Auswertung der Messdaten für einen beispielhaften Dübelpfahl im Hang gezeigt. Dabei werden die Messergebnisse der unterschiedlichen Sensortechnologien vergleichend gegenübergestellt.

In Abbildung 18 ist ein Ausschnitt der über die gesamte Pfahlänge von 30 m gemessenen Dehnungsverläufe (gestrichelte Linien) dargestellt. Die bisher durchgeführten neun Folgemessungen sind in der Grafik farblich unterschieden. Die Verläufe entsprechen den Dehnungsänderungen im Vergleich zur Referenzmessung. Zur Verifizierung sind auch die mit den VWG aufgenommenen Dehnungen in Abbildung 18 (horizontale Balken) dargestellt. In den entsprechenden Höhen stimmen beide Messungen in allen neun Folgemessungen sehr gut überein.

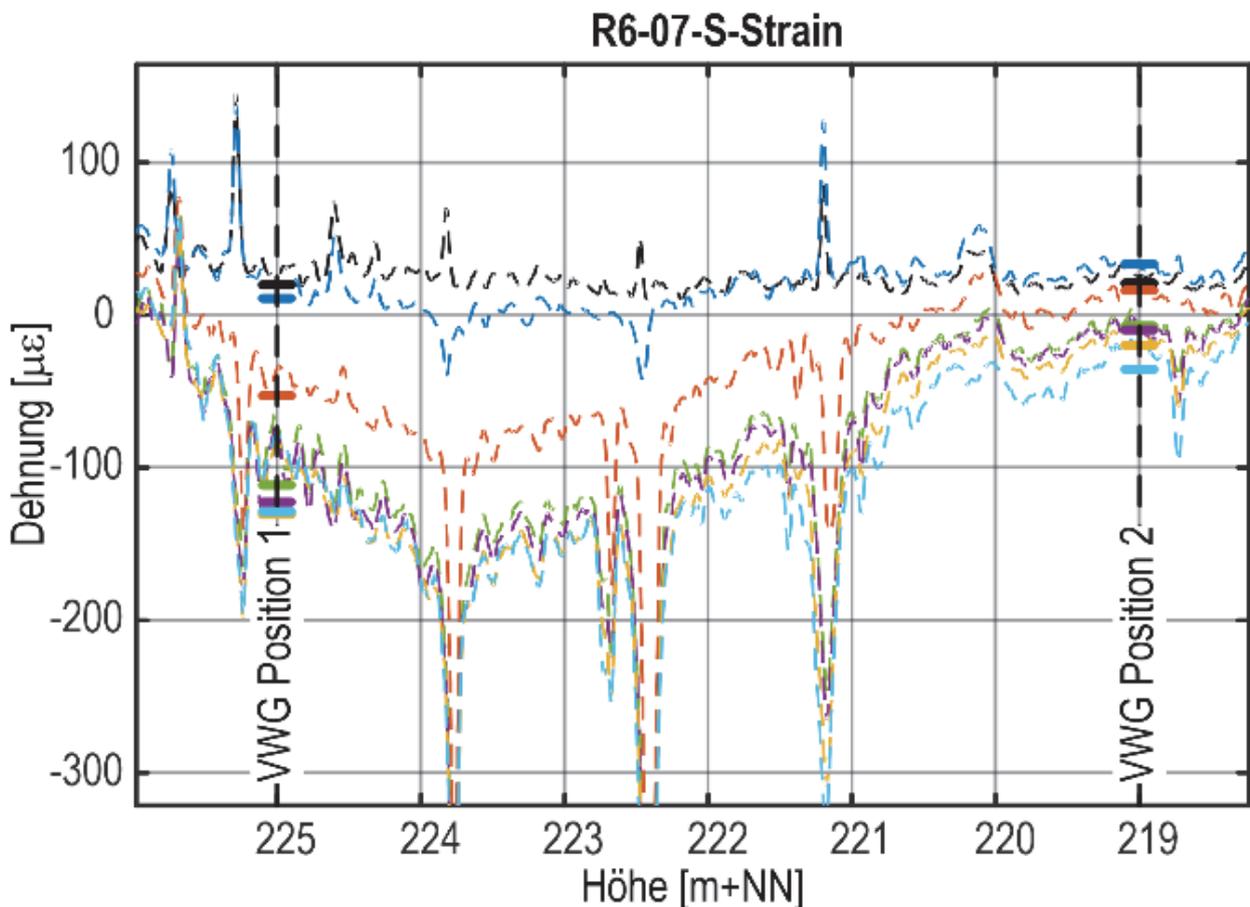


Abbildung 18: Dehnungssignal h-FOS im Vergleich mit VWG

6.1.1 Biegemomente und Deformation des umliegenden Bodens

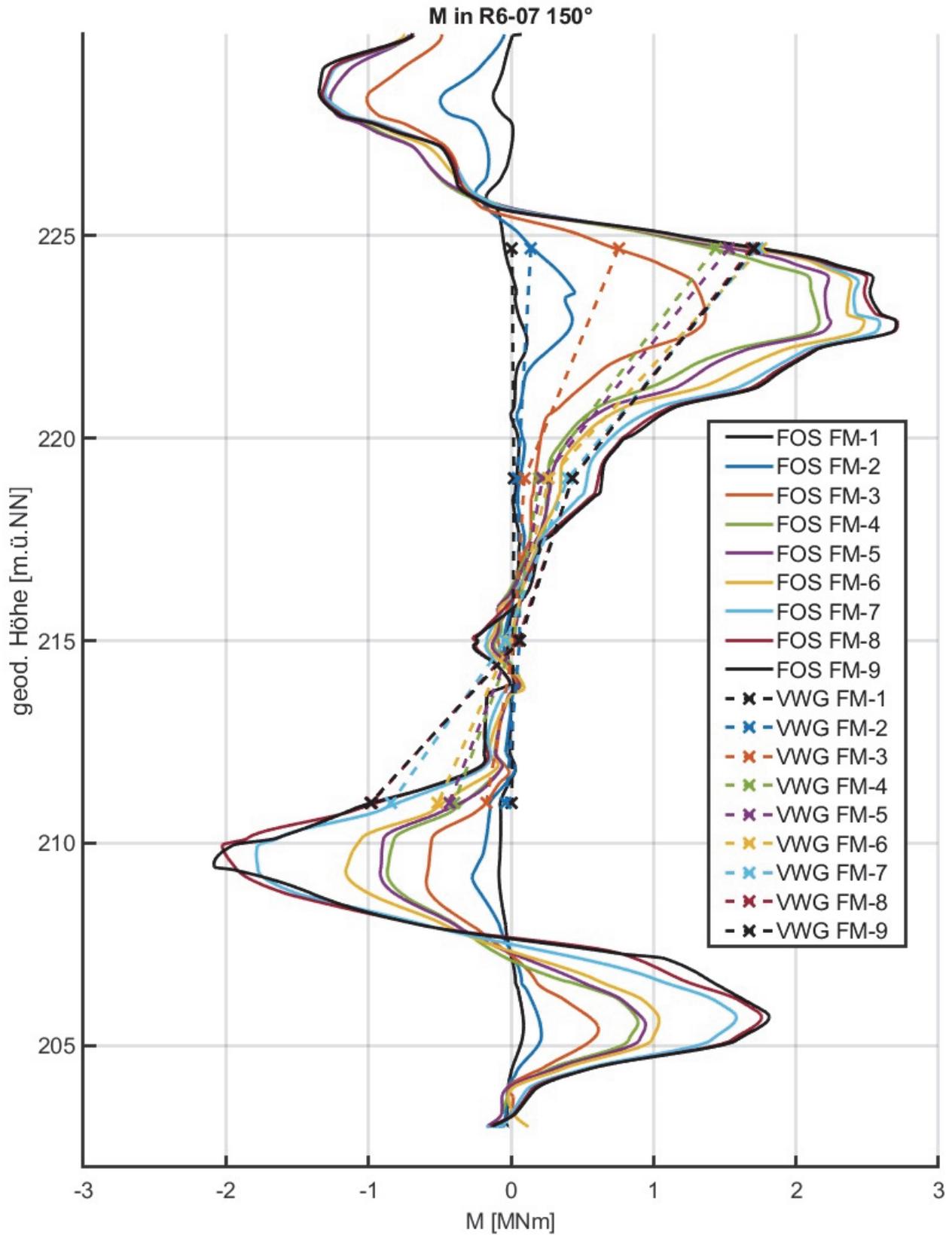


Abbildung 19: Biegemoment berechnet aus h-FOS Messung im Vergleich zu VWG-Messung

Die Biegemomentkurven entlang des gesamten Dübelpfahls sind in Abbildung 19 dargestellt. Wie in Abschnitt 5.3.2 beschrieben, wurden sie aus den gemessenen Dehnungen berechnet. Auch hier stimmen der resultierende Biegemomentenverlauf aus den h-FOS Messungen mit den Einzelwerten des Biegemomentes, berechnet aus den VWG-Messungen, in den jeweiligen Messebenen sehr gut überein. Allerdings werden durch die Wahl der VWG-Messebenen die Orte der maximalen Biegemomente nicht erfasst. Anhand der h-FOS Messung werden hingegen die maßgebenden Schnittgrößen zuverlässig ermittelt und die ausreichende Tragfähigkeit des Dübelpfahls zweifelsfrei nachgewiesen.

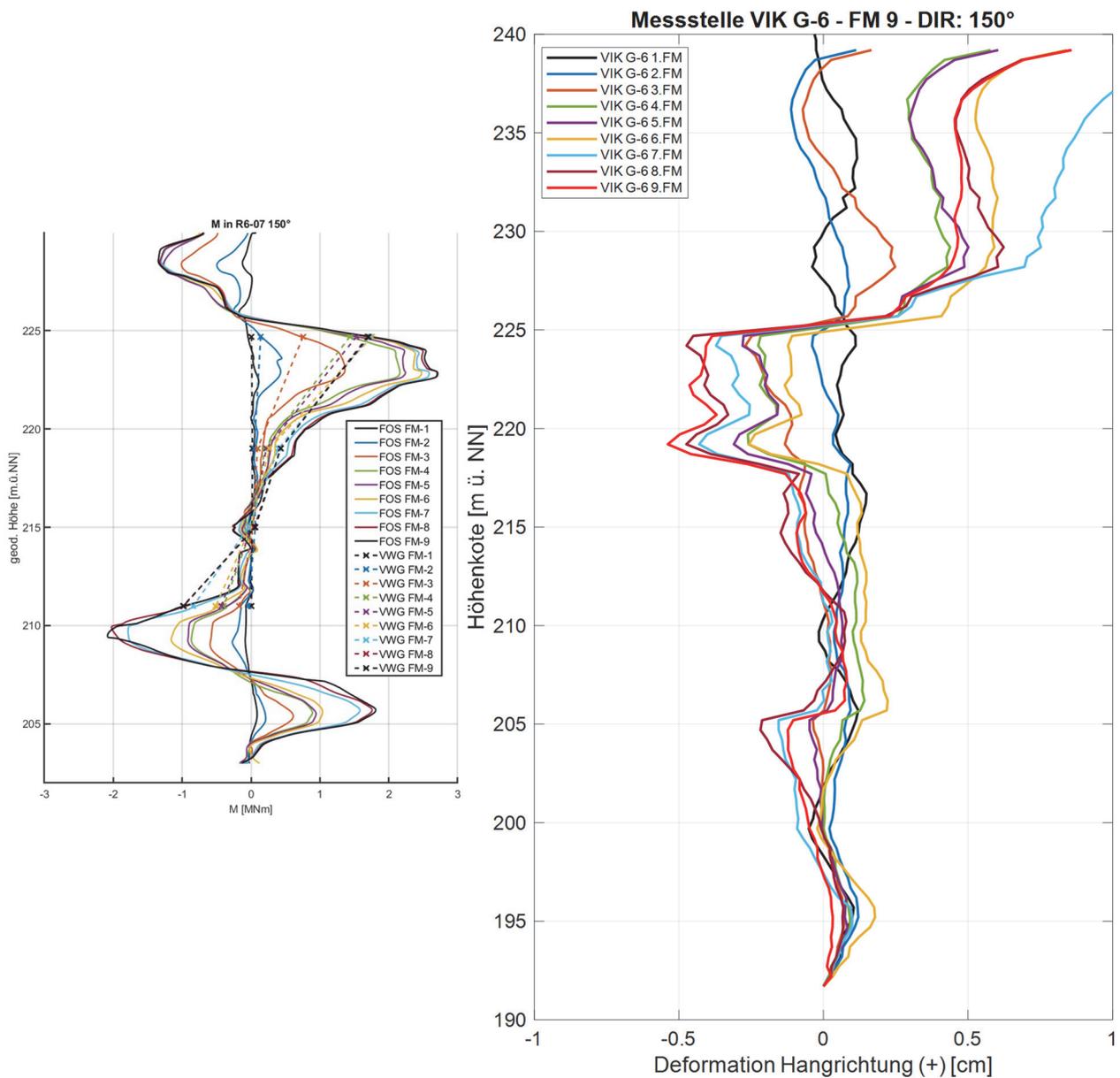


Abbildung 20: Biegemomentenverlauf im Dübelpfahl und Verformungen an benachbarter VIK-Messstelle

Der aus der Messung resultierende Biegemomentverlauf bestätigt im Wesentlichen das für die Hangverdübelung angenommene mechanische Modell (siehe Abbildung 11). Die Nullpunkte der Biegemomente in Höhenlagen von 226 m und 207 m sind charakteristisch für eine Belastung des Pfahls infolge größerer Schubverformungen in dem den Pfahl umgebenden Baugrund. Sie markieren somit die Lage von potentiellen Gleitfugen im Boden entlang der Pfahlachse. Allein aus den Einzelwerten der VWG Messung können diese Vorzeichenwechsel im Biegemomentenverlauf nicht identifiziert werden.

Bohrprofile in der Nähe des Ankerpfahls sowie die unmittelbar neben dem Pfahl durchgeführten Deformationsmessungen mit dem Inklinometer (Abbildung 20, rechts) bestätigen die Lagen dieser Gleitschichten.

Erkennbar und abweichend von der ursprünglichen Modellvorstellung verhindert der betrachtete Dübelpfahl aber offensichtlich das Abrutschen zweier Gleitkörper – ein Erkenntnisgewinn, der nur durch die h-FOS Messungen erreicht wurde. Eine mögliche Ursache liegt in der bei der Dübelbemessung vernachlässigten Wirkung der aufgelösten Bohrpfahlwand am Fahrbahnrand. Diese bewirkt wohl tatsächlich zwei Zonen größerer Schubverzerrungen, die wirksam durch die Verdübelung begrenzt werden.

Bemerkenswert ist weiterhin, dass der Aufbau des Biegemoments infolge Hangabtrag im oberen Bereich bereits nach der Folgemessung 4 (FM-4) weitgehend abgeschlossen war und sich dann bis zur FM-7 lediglich noch ein Zuwachs von ca. 20 % ergab, von FM-6 zu FM-7 sogar gar kein Zuwachs (Abbildung 19). Im Bereich der unteren Gleitfuge (Höhe 207 m ü. NN.) ergab sich jedoch zwischen FM-6 und FM-7 noch ein Zuwachs von 50 %. Dies korreliert sehr gut mit dem Bereich der Aktivität des Abtrags, der sich in der letzten Phase nur noch im Bereich der Trasse auf Höhe 215 m ü. NN. vollzog. Anhand der gezeigten Messdaten wird deutlich, dass bei punktuell messenden Sensoren häufig die maßgebenden Messpositionen nicht genau vorherbestimmt werden können und die Sensoren somit zu günstige Messergebnisse liefern können. Durch den kontinuierlichen Charakter der h-FOS Messung sind die maßgebenden Messpositionen hingegen immer in den Messdaten enthalten.

6.1.2 Rissbreiten

Die Auswertung der Rissbreite in einer faseroptischen Dehnungsmessung ist exemplarisch in Abbildung 21 visualisiert. Die auftretenden Risse mit entsprechender Rissbreite wurden

gezählt und statistisch ausgewertet. Abbildung 22 zeigt das resultierende Histogramm der gezählten und klassierten Rissbreiten. Zu erkennen ist, dass die zulässige Rissbreite von 0,4 mm bei weitem nicht erreicht wird.

Die Rissbreitenbestimmung ist eine völlig neue Einsicht in den Zustand auf Biegung beanspruchter Pfählen. Unter der Geländeoberfläche ist eine visuelle Inspektion von Rissen, wie sie bei Ingenieurbauwerken üblich ist, unmöglich. Mit den etablierten, punktuell messenden Sensortechniken ist eine Risserkennung ebenfalls ausgeschlossen, da die Orte der unter Belastung entstehenden Risse generell nicht präzise vorhergesagt werden können. Erst durch die Anwendung der h-FOS-Technik wird die Rissdetektion und Rissbreitenbestimmung ermöglicht. Sie bietet daher durch die hohe Genauigkeit völlig neue Möglichkeiten der Zustandsbewertung von Pfählen und eine sehr gute Grundlage für die Zustands- und Dauerhaftigkeitsprognose von geotechnischen Bauwerken.

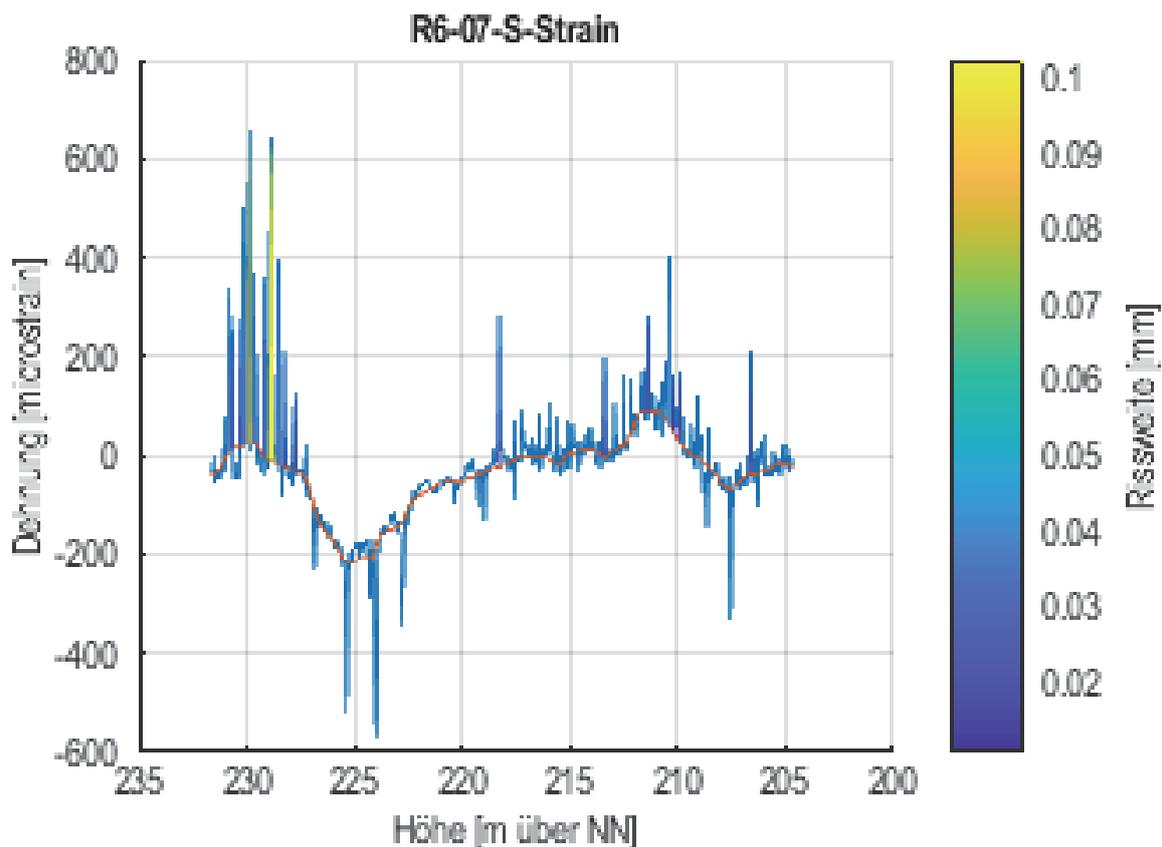


Abbildung 21: Auswertung bzgl. der Rissbreiten

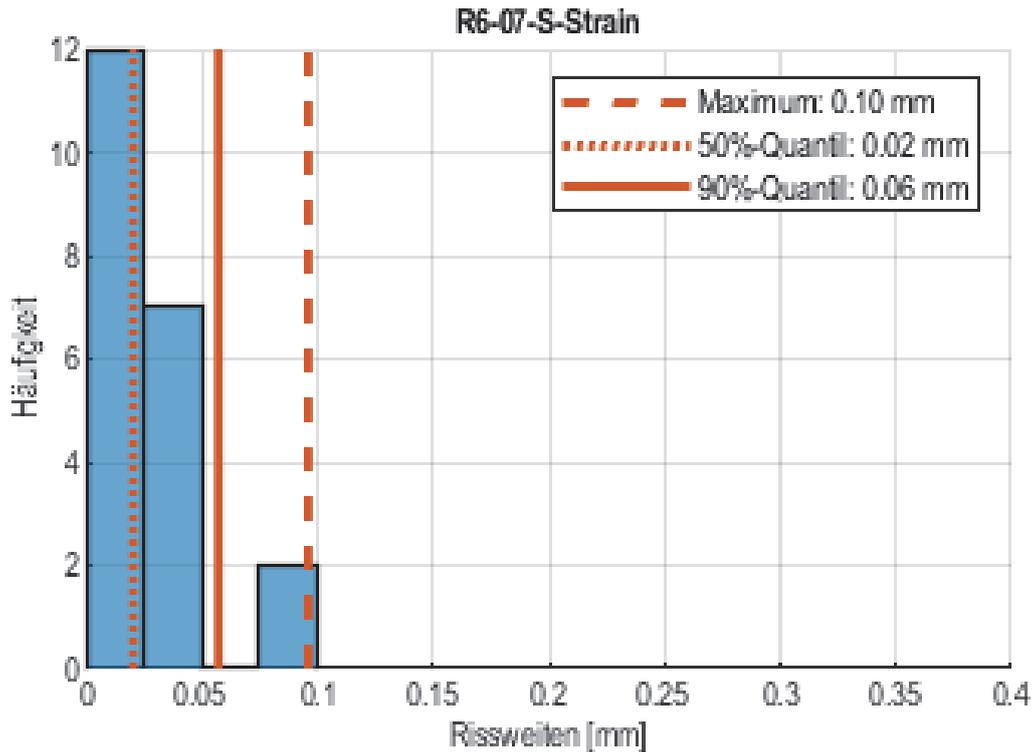


Abbildung 22: Histogramm der Rissbreiten

6.2 Stützwände

Nachfolgend werden die Ergebnisse der Ankerkraft- und Verschiebungsmessungen an den Gurten der Stützwände beschrieben. Exemplarisch wird hier der Schnitt Bau-km 48+270 gewählt (Abbildung 23).

Dargestellt sind die Relativveränderungen ermittelt an den Messterminen bezogen auf die Festlegekraft bei den Ankerkräften (Abbildung 23, oben) sowie den Verschiebungen (Abbildung 23, unten) an den vier Messpunkten zwischen Festpunkten im Boden und dem Gurt beginnend ab dem Anspannen der Anker. Die unterschiedlichen Startzeitpunkte der Messungen sind durch den Baufortschritt und die entsprechenden Herstellzeitpunkte der Anker begründet.

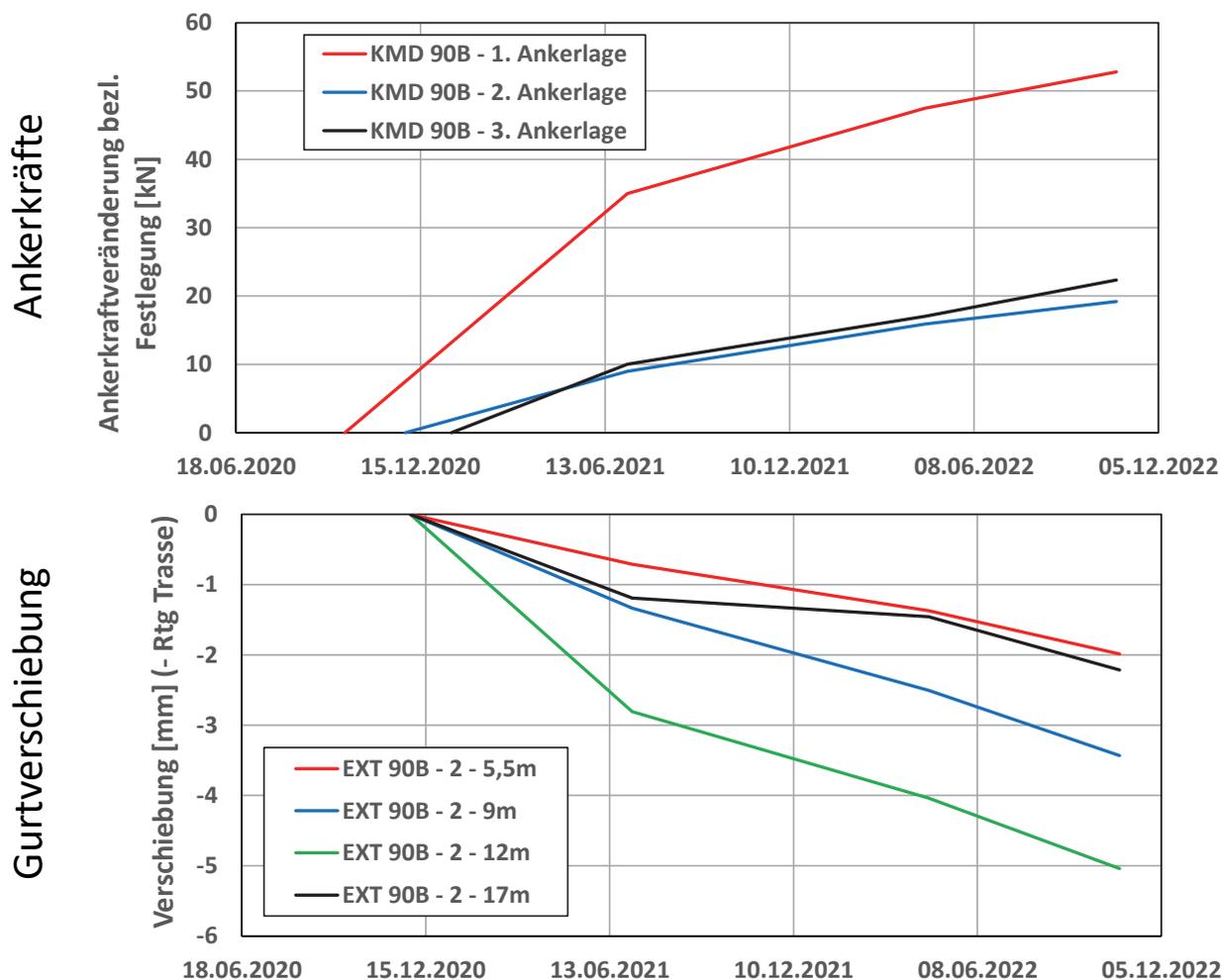


Abbildung 23: Korrespondierende Kraft- und Verschiebungsentwicklung bei km 48+270

Es zeigt sich bei den verbauten Sensoren insgesamt ein progressives Verhalten der Messgrößen. Anzumerken ist, dass die wesentlichen Erdbauarbeiten am Hang und den Stützwänden etwa seit Mitte 2021 abgeschlossen sind, wodurch sich der abknickende Verlauf in den Kraft- und Verschiebungsverläufen erklärt. Der weitere Zuwachs ist demnach auf verzögert eintretende Hangverformungen (Kriechen) zurückzuführen. Hierfür sind Reserven bei der Wahl der Festlegekraft (auf 90 % der Bemessungskraft), Zusatzlützen und entfernbare Unterlegscheiben an den Ankerköpfen vorgesehen worden.

Der Ankerkraftzuwachs ist vergleichsweise in der obersten Ankerlage 1 am stärksten zu beobachten. Dieser erklärt sich aus Erddruckumlagerungen infolge der Wandverformung. In den Ankerlagen 2 und 3 beträgt dieser relativ dazu nur etwa 40 %.

Die Gurtverschiebung der 2. Ankerlage zeigt bei den 4 Messpunkten ein ähnliches Ergebnis. Auffällig ist hier das differierende Verhalten des 4. Messpunktes bei 17 m. Dies kann durch eine lokale Auflockerung des Ankerpunktes hinter den Verpresskörpern der benachbarten Anker erklärt werden.

Insgesamt lässt sich feststellen, dass sich sowohl die Ankerkräfte als auch korrespondierenden Verschiebungen plausibel zueinander verhalten, jedoch derzeit noch kein konvergierender Kurvenverlauf zu erkennen ist.

7 Zusammenfassung und Ausblick

Der Einsatz einer Instrumentierung mit Sensoren stellt in geotechnischen Bauwerken höchste Anforderungen an Planung und Durchführung. Die Robustheit der Instrumentierung spielt dabei eine entscheidende Rolle für den Erfolg des Monitorings. Faseroptische Sensoren zur Dehnungs- und Temperaturmessung bieten aufgrund ihres Funktionsprinzips und ihrer Bauform hierfür beste Voraussetzungen. Die Erkenntnisse und die Vorgehensweise in den beiden vorgestellten Anwendungen lassen sich auf andere geotechnische Bauwerke sehr gut übertragen.

Literatur

Arbeitskreis 2.10 „Geomesstechnik“ der DGGT (2022), Empfehlungen des Arbeitskreises „Geomesstechnik“, Verlag Ernst & Sohn

Fischer, O., Thoma, S. and Crepaz, S. (2019), Quasikontinuierliche faseroptische Dehnungsmessung zur Rissdetektion in Betonkonstruktionen. Beton- und Stahlbetonbau, 114: S. 150-159

Künzel, A. (2016): Parameteridentifikation auf Basis faseroptisch gemessener quasikontinuierlicher Dehnungssignale. Berlin, Technische Universität, Dissertation, 2016

Witt, K. J. (2013): Hangverdübelung mit Bohrpfehlen zur Erhöhung der Standsicherheit, Informationstag Ingenieurbau 2013, 9 Seiten

Autoren

Dr. Andreas Künzel kuenzel@sensical.de
SENSICAL GmbH www.sensical.de
Rudower Chaussee 29, 12489 Berlin Tel.: 030 5490815-0

Benedikt Bruns b.bruns@geo-inspector.com
GEO-Inspector
Bruns Kuhn Ingenieure GbR www.geo-inspector.com
Bockshornweg 1B, 38114 Braunschweig Tel.: 0177 7457541

Christian Kuhn c.kuhn@geo-inspector.com
GEO-Inspector
Bruns Kuhn Ingenieure GbR www.geo-inspector.com
Bockshornweg 1B, 38114 Braunschweig Tel.: 0163 5996420

Dr. Jörg Gattermann j.gattermann@tu-braunschweig.de
Institut für Geomechanik und Geotechnik
TU Braunschweig www.IGG-TUBS.de
Beethovenstr. 51 B, 38106 Braunschweig Tel.: 0531 391 62002

- 
- **Konzepterstellung**
 - **Ausführung**
 - **Auswertung**
 - **Visualisierung**
 - **Interpretation**

GEO-Inspector

Bockshornweg 1b

D-38114 Braunschweig

info@geo-inspector.com

www.geo-inspector.com

**Ihr zuverlässiger Partner für
geotechnische Messungen aller Art**

Bootsgestützte Multisensorsysteme mit großen Datenmengen als Beitrag zur Validierung des Erhaltungszustandes der Wasserinfrastruktur

Karsten Holste, WKC Hamburg GmbH

Christian Hesse, Dr. Hesse und Partner Ingenieure

1 Einleitung

Die Datenerfassung mit Kraft- oder Luftfahrzeugen hat sich in den vergangenen Jahren so stark vereinfacht, dass den Nutzern stetig aktualisierte Karten oder 3D Modelle von Städten über die bekannten kostenlosen Datenplattformen zur Verfügung gestellt werden können. Die Geodatenerfassung von Infrastrukturbauwerken im See- und Binnenbereich steckt dagegen noch in den Kinderschuhen. Bislang wurde zur Inspektion und Beurteilung von Bauwerken unter Wasser eine stichprobenhafte händische Abtastung von ca. 5 - 10 % der Bauwerksfläche durch Taucher durchgeführt. Bei einem unter Wasser befindlichen Bauwerksflächenanteil von 50 – 60 % verbleiben nahezu 50% des Bauwerkes ungeprüft. Durch die Alterung des Bauwerksbestandes und die damit verbundene Sensibilisierung bei betrieblichen Einschränkungen sind Infrastrukturbetreiber an der Vervollständigung ihrer Datengrundlage stark interessiert, um einen Gesamtüberblick über ihre Bauwerke zu erhalten. So könnten dann gesichertere Entscheidungen über die verbleibende Restlebensdauer und die damit verbundenen Investitionen als bisher getroffen werden – wenn eine qualitativ entsprechende Datenakquisition durchgeführt werden würde. Die Datenaufnahme an Wasserbauwerken findet nämlich im Vergleich zum automobilen Mapping unter erschwerten Bedingungen durch z. B. Wind und Welle, Schiffsbetrieb und Verschlickung statt. Dabei müssen die über und unter Wasser befindlichen Bauwerksteile möglichst vollständig aufgenommen werden, um einen Überblick über den Erhaltungszustand zu bekommen.

Insgesamt gibt es in Deutschland rd. 3.000 km Uferwände in Häfen und an Wasserstraßen sowie rd. 2.500 an den Bundeswasserstraßen befindliche Verkehrswasserbauwerke mit einem Bruttoanlagevermögen von circa 50 Milliarden €. Etwa 80 % der Schleusen und Wehre waren 2018 älter als 50 Jahre und 30 % sogar älter als 100 Jahre bei einer theoretischen

Lebensdauer von ca. 80-100 Jahren. Untersuchungen der Bundesanstalt für Wasserbau zeigen, dass sich circa 70 % der Anlagen nur noch in einem ausreichenden oder sogar ungenügenden Zustand befinden. Zur Sicherstellung des Betriebs wird daher in den nächsten Jahren ein immer größerer Einsatz der personellen und technischen Ressourcen erforderlich. Laut Bundesverkehrswegeplan sollen bis 2030 16,2 Milliarden € in Erhaltung und Ersatzmaßnahmen an Bundeswasserstraßen fließen.

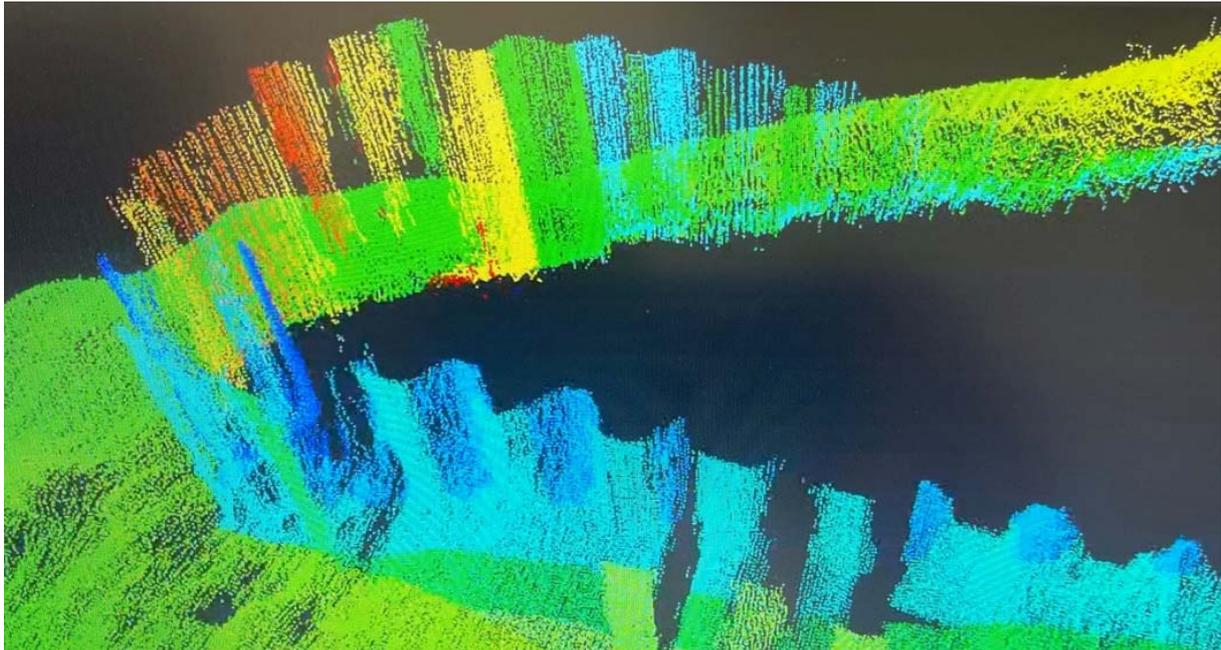


Abb. 1: Unvollständiger, für die Bauwerksinspektion nicht verwendbarer UW-Datensatz einer Hafenanlage (2017)

Die unter Wasser befindlichen Bereiche der Verkehrswasserbauwerke werden im Betrieb stichprobenhaft durch Taucher abgetastet, weil die Sichtbedingungen insbesondere in Bereichen mit hoher Sedimentation schlecht sind. Als Grundlage für Planungen und Instandsetzungen werden dann regelmäßig hypothesenbehaftete Annahmen ohne eine flächige Kenntnis der Situation angestellt. In den vergangenen Jahren wurden diverse Pilotprojekte für 3 D Scans über und unter Wasser durchgeführt, die jedoch aufgrund des unterschiedlichen Verständnisses für die Datenverwendung mit unterschiedlicher Qualität ausgeführt wurden (s. Abb. 1).

Die Bestandserfassung 4.0 für das Digitale Planen und Bauen befindet sich hier offensichtlich noch in der Entwicklungsphase, bietet jedoch – bei entsprechender Ausführung – die Chance zur weiteren Digitalisierung und Automation des Infrastrukturmanagements.

Durch die Definition der Anforderungen und der Verwendung müssen in den nächsten Jahren die maßgebenden Qualitätskriterien normiert werden.

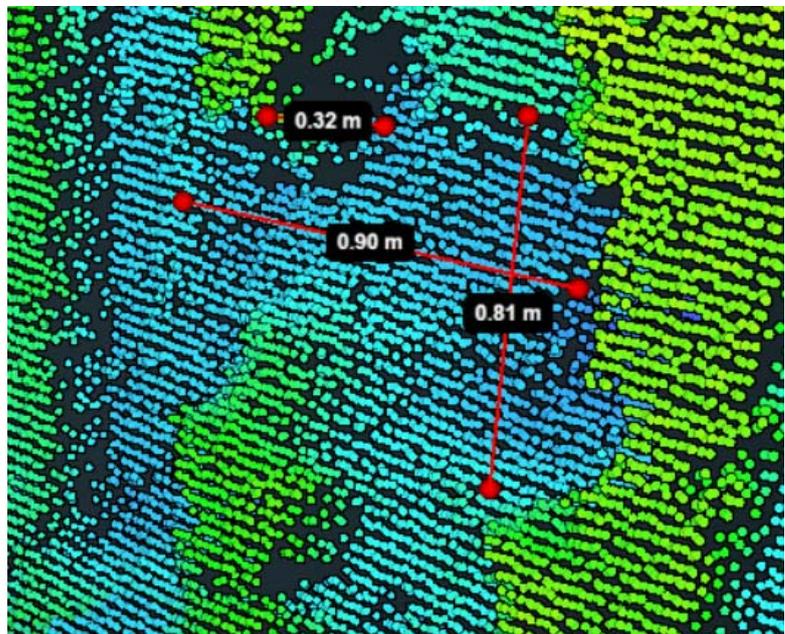
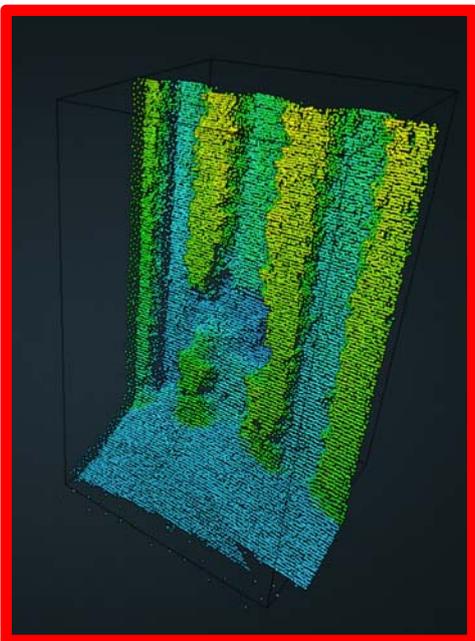
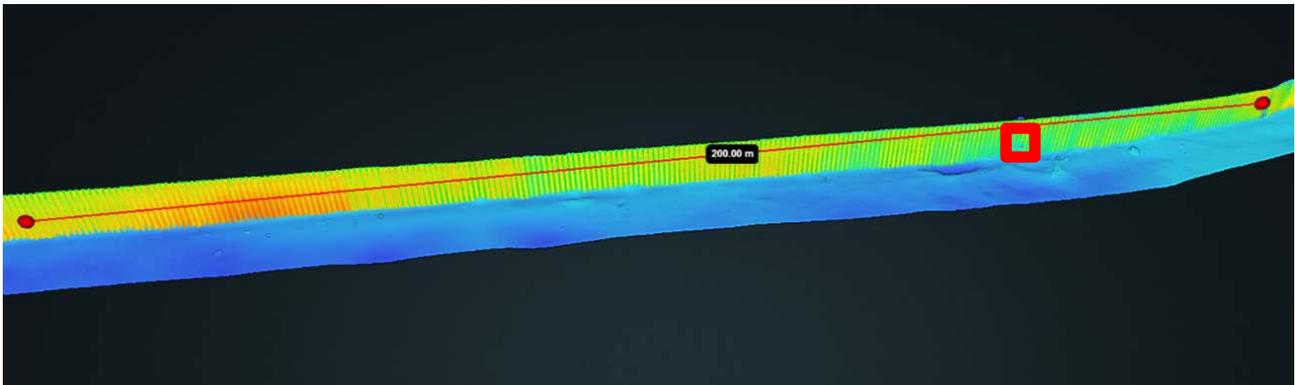


Abb. 2: HydroScanning – Beispiel Flächenscan eines rd. 200 Meter langen Spundwandabschnitts

Durch die mit den o. g. Scans über und unter Wasser erhobenen Bauwerksdaten können Schäden qualifiziert erfasst (s. Abb. 2) und dadurch Instandsetzungsmaßnahmen möglichst frühzeitig und schadensminimierend eingeleitet werden. Die verwendeten Systeme und Verfahren liefern darüber hinaus eine Genauigkeit und Auflösung, die sowohl eine Zustandserfassung und -bewertung von Infrastrukturbauwerken im Rahmen wiederkehrender Bauwerksprüfungen als auch die nachhaltige Steuerung und Qualitätssicherung von komplexen Bauprozessen für Infrastrukturbetreiber, Ingenieurbüros und Bauunternehmen mit einem gemeinsamen Datenbestand ermöglichen.

2 HydroScanning – Bestandserfassung von Spundwänden und Pfahlkonstruktionen unter Wasser

2.1 Aufbau des Multisensorsystems

Die 3D Bestandserfassung von Verkehrswasserbauwerken (HydroScanning) wird mit einer speziellen Messplattform durchgeführt, damit eine möglichst optimale Ausrichtung der Sensorik auf die zu erfassenden Objektteile und somit hohe Objektauflösungen realisiert werden können.

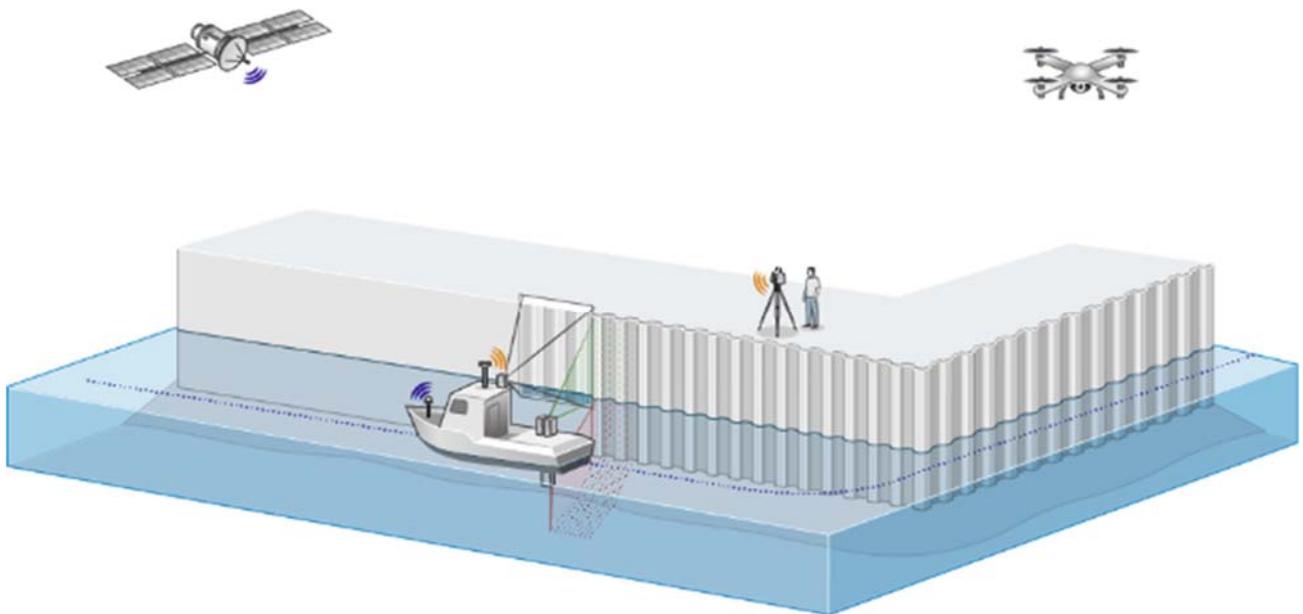


Abb. 3 Systemaufbau HydroScanning

In Abhängigkeit von der Messgeschwindigkeit und der Wassertiefe vor der Kaimauer können mit Hilfe dieses neuartigen Verfahrens an einem Messtag Kaimauerlängen von ca. 1,5 km vollflächig georeferenziert erfasst werden.

Die mit einer 16-fach höheren Vollständigkeit als bei üblichen Taucheruntersuchungen aufgenommenen Daten werden dann z. B. auf Mobilgeräten für die fokussierte Durchführung von Restwanddickenmessungen oder Instandsetzungen genutzt.

Aufgrund der adaptiven Ausrichtung und Steuerung der Sensorik können auch übliche Pfahlkonstruktionen mit geringen Pfahlabständen qualifiziert erfasst werden. Somit eignet sich das HydroScanning auch für die hochpräzise Aufnahme und die Erstellung von Bestandsmodellen für historische Kaimauern und Speichergründungen, die üblicherweise bis

zu sechs Holzpfahlreihen und eine zurückgesetzte Holzspundwand unter dem Kaimauerkopf aufweisen.

2.2 HydroScanning - Sensorik

Für die Erstellung hochauflösender und präziser Modelle von unter Wasser liegenden Bauwerksteilen sind grundsätzlich zwei Teilaufgaben zu erfüllen. Erstens die geodätische Positionierung der schwimmenden Messplattform, auf der ein Großteil der Sensorik installiert ist sowie zweitens die eigentliche Erfassung des Wasserbauwerks (s. Abb. 3).

Die Positionierung bei großräumig agierenden kinematischen Multi-Sensor Systemen erfolgt üblicherweise über eine Kombination aus Inertialer Messeinheit (IMU) und Satellitenmessverfahren. Die IMU liefert mit mehreren hundert Messungen pro Sekunde die relative räumliche Orientierung sowie eine relative 3D Position des gesamten Messsystems, die allerdings aufgrund physikalischer Limitationen eine mit der Zeit anwachsende Sensordrift aufweist. Diese Drift wird durch langzeitstabile Satellitenmessverfahren kompensiert. Im Fall des 3D HydroMapper Systems werden zur Gewährleistung der bestmöglichen Genauigkeit alle vier großen Globalen Satellitennavigationssysteme (GNSS) kombiniert eingesetzt: GPS, GLONASS, GALILEO sowie Beidou.



Abb. 4: Einsatz Messboot „LUX“ beim HydroScanning mit Photogrammetriesystem HD Mapping

Die Erfassung unter Wasser erfolgt mit einem sehr hochauflösenden akustischen Scansystem, über Wasser kommt ein hochauflösender Profil-Laserscanner zum Einsatz, der durch eine Messrate von 2 Mio. Punkten pro Sekunde ein extrem dichtes Punktraster oberhalb der Wasserlinie erzeugt.

Als echte Innovation kommt beim 3D HydroMapper die zum Patent angemeldete aktive qualitätssichernde Objektausrichtung der bildgebenden Sensorik zum Einsatz. Hierdurch kann sowohl die Überwasser- als auch Unterwassersensorik drei zentrale Herausforderungen lösen, die für die Datenqualität maßgeblich sind (s. Abb. 4):

1. Abschattungen des Objektes, insbesondere bei kaskadierten Pfahlkonstruktionen, können durch die aktive Sensorausrichtung sehr wirksam beseitigt werden.
2. Die Gewährleistung eines optimalen Auftreffwinkels auf die jeweiligen Objektoberflächen reduziert sowohl das Messrauschen als auch systematische Effekte in den Daten und gewährleistet eine bessere Datenqualität als bei herkömmlichen Erfassungsverfahren.
3. Gerade bei langsamer Fahrt des Messsystems, die für eine hohe Objektauflösung essentiell ist, führen Wind und Querströmung zu unerwünschtem Driften der Schiffs- oder Erfassungsplattform. Diese Effekte können durch die aktive Sensorerfassung ebenfalls vollständig kompensiert werden.

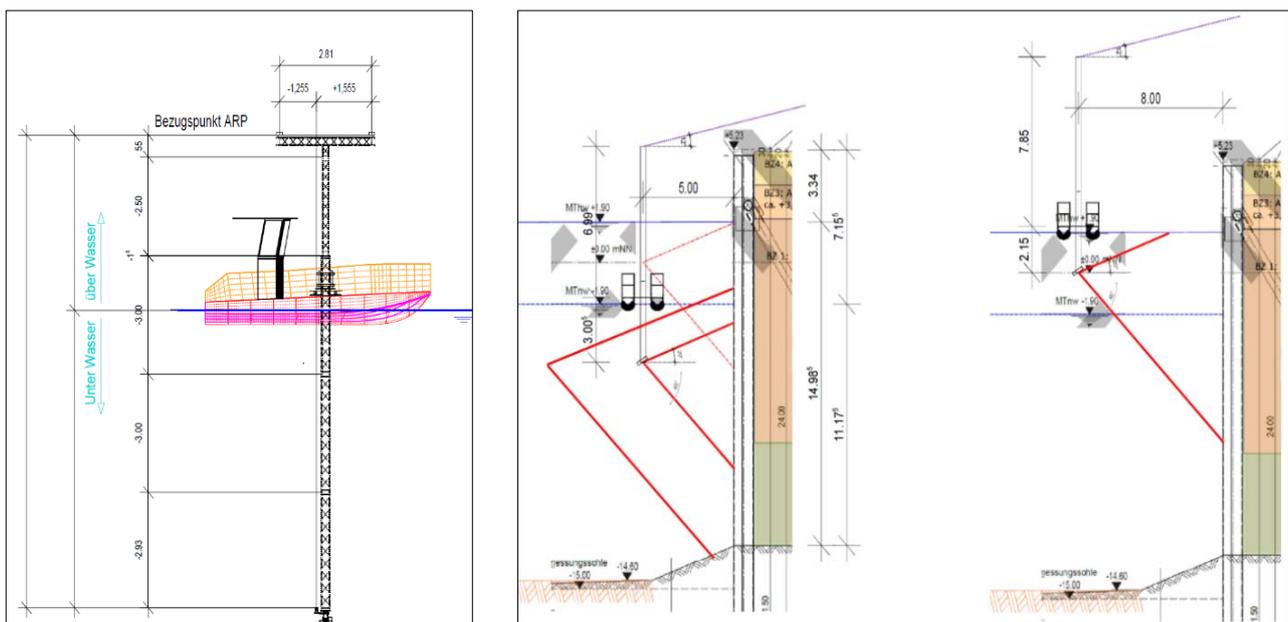


Abb. 5: Höhenvariables HydroScanning und Befahrung in mehreren Streifen

2.3 Darstellung von beispielhaften Ergebnissen

Ziel des Scanning ist es regelmäßig, einerseits eine möglichst vollflächige 3D - Aufnahme zu erzielen und lokale Auffälligkeiten wie Querschnittsverluste an Spundwänden zu dokumentieren, sowie andererseits den Flächenscan zur Identifizierung von Verformungsauffälligkeiten an der Spundwand zu nutzen.

Um diese Ziele erreichen zu können, muss der Sensor für die Vermessung unter Wasser möglichst optimal vor dem Messobjekt positioniert werden. Für die in Abb. 5 dargestellte kombinierte Spundwand mit einem Geländesprung von rd. rd. 16 Metern wurde die Aufnahme mit einem dreh- und höhenverfahrbaren Multibeam – System durchgeführt, um ein möglichst vollflächiges Scanning zu erhalten. Der Sensor wurde um rd. 7 m abgesenkt, so dass die jeweiligen Messungen bei Tidehoch- und Tideniedrigwasser mit einem max. Objektabstand von 4 - 5 Metern durchgeführt werden konnten. Nur so können möglichst präzise Messungen durchgeführt werden, die für das Bauwerksmonitoring oder die Bauwerksinspektion verwendet werden können.



Abb. 6: Laserscan und Multibeamsystem im Einsatz auf der Außenweser

Aufgrund des Objektabstandes zum Sensor wurden die einzelnen Messfahrten dreistreifig ausgeführt. Zur Erzielung der 3-D Bestandsaufnahme wurden neben der Orthogonalfahrt auch Fahrten mit Vor- und Rückblick durchgeführt. Im Postprocessing waren daher mind. neun Einzelfahrten zu kombinieren, um Punktabstände von 1 bis 2 cm darstellen zu können (s. Abb. 6). Für die Vermessung der über Wasser befindlichen Bereiche der kombinierten Spundwand wurde ein Photogrammetriesystem bestehend aus drei Kameras mit insgesamt 180 MP oder ein Profiler verwendet.

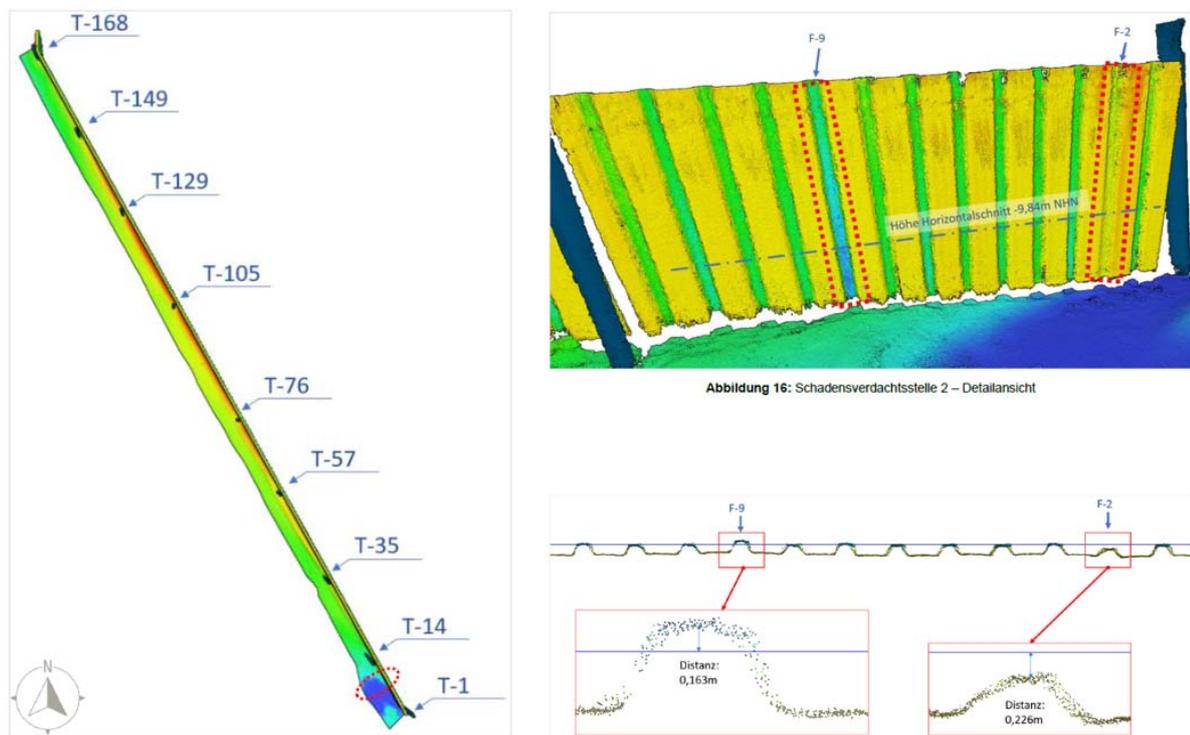


Abbildung 16: Schadensverdachtsstelle 2 – Detailansicht

Abb. 7: Ergebnisse des Flächenscans mit Streckung und Stauchung der Füllbohlen

Die Punktwolken wurden eingefärbt, um so eine maximale Übersichtlichkeit für die Unterwasser aufgenommene Geometrie herstellen zu können (s. Abb. 7). In Richtung Erdseite zurückstehende Bereiche wurden dabei von der Wasserseite aus kommend zunächst grün und dann blau eingefärbt. Zur Wasserseite hinausstehende Bereiche erscheinen auf der Wasserseite rot und dann in Richtung Landseite orange und gelb eingefärbt. Durch die ent-

sprechende Stationierung der Trag- und Füllbohlen wurde die Punktwolke für die bautechnische Anwendung übersetzt. Die auffälligen Konstruktionsbereiche (s. Abb. 7 oben rechts) konnten dann in der Punktwolke ausgewertet und vermessen werden, um die Überprüfung vor Ort veranlassen zu können (s. Abb. 7 unten rechts). Hieran lässt sich der Mehrwert der digitalen Bestandsaufnahme erkennen, die zusammen mit dem Einsatz und den Ergebnissen der Taucher ein vollständiges Bild der Situation unter Wasser erzeugt.

Mit dem Wissen der vorhandenen Imperfektionen an der Konstruktion lassen sich kritische Bereiche im Rahmen der regelmäßig stattfindenden Bauwerksprüfung fokussiert überprüfen. Hierfür liegen dann beispielsweise georeferenzierte Punktwolken oder Orthomosaics (aus der Überwasservermessung) vor, die für die Dokumentation und objektive Beurteilung der Schadensentwicklung verwendet werden. Zum Ende der Lebensdauer hin ist dies von erheblicher Bedeutung, weil der schwindende rechnerische Abnutzungsvorrat der Konstruktion und die kalibrierend wirkenden Messergebnisse eine gute Validierung der verbleibenden Betriebsdauer von Hafenanlagen zulassen.

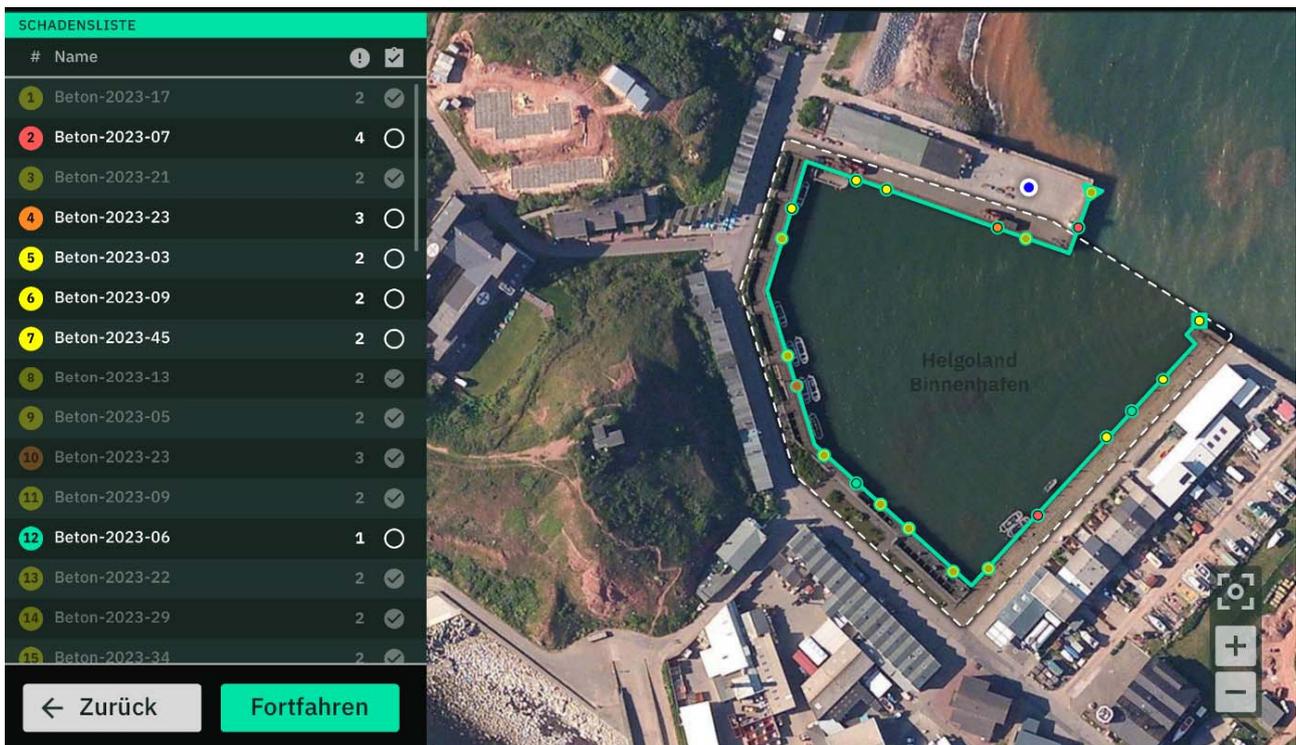


Abb. 8: Bereitstellung des 3D Datensets im Datenportal port_AI zur Verwendung auf der InspectApp

2.4 Ausblick – mehr als bunte Bilder

Aufgrund des Potentials der Multibeam-, Profiler- und Photogrammetriedaten werden die Daten genutzt, um den unterschiedlichsten Ansprüchen zu genügen, z. B. zur Verwendung in der Bauwerksinspektion (s. Abb. 8) oder um die Beanspruchung von Spundwänden zu approximieren.

Durch Verwendung der Photogrammetrie- oder Profilerdaten wird dabei im Überwasserbereich eine gute Stützung der - bedingt durch die Unterwasserbedingungen und die Eigenschaften der Hydroakustik - höher rauschende Punktwolke (s. Abb. 9 links) erzielt. Unter Berücksichtigung der Bodenprofile wird der im Baugrund verlaufende Bereich der Spundwand abgeschätzt.

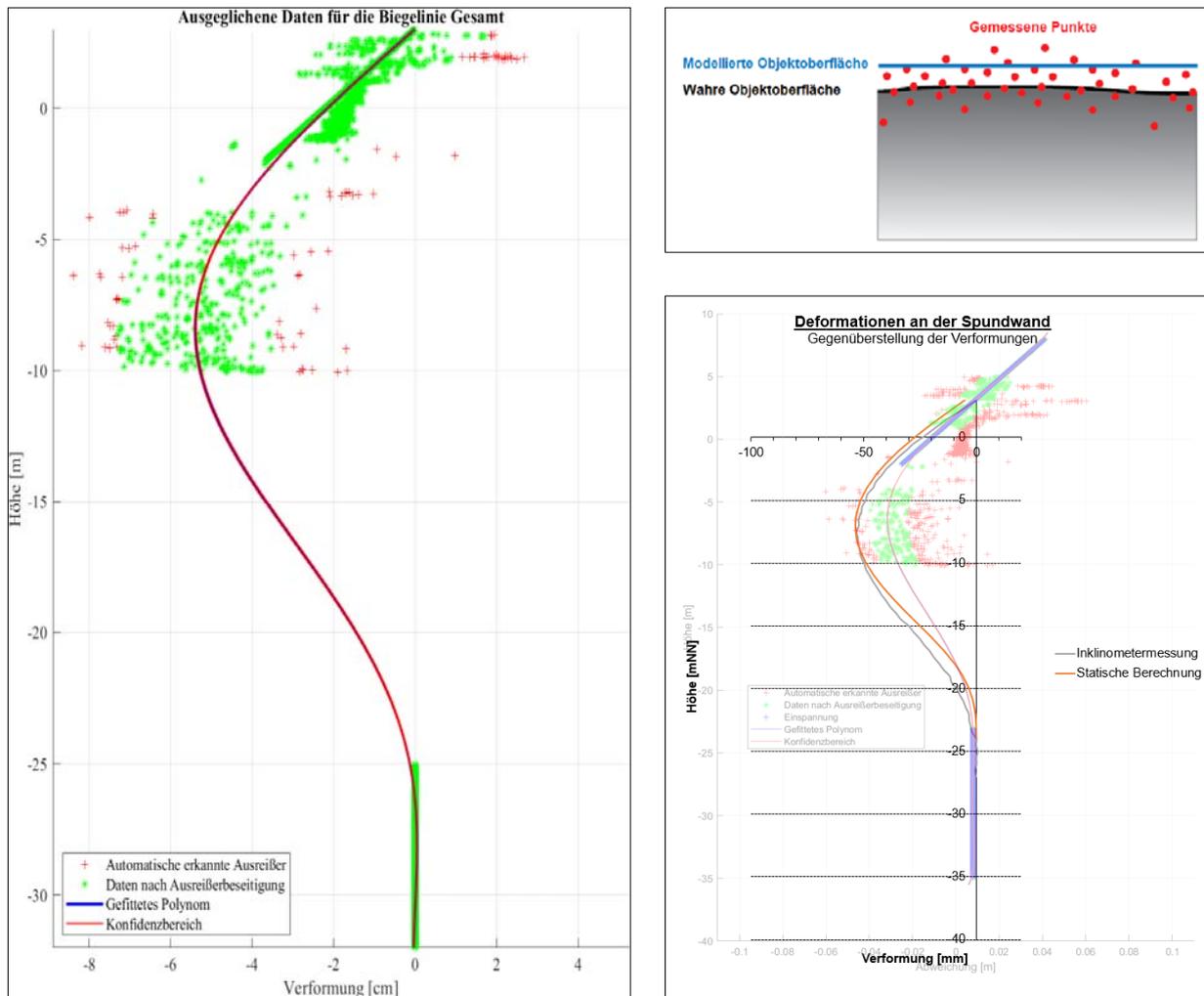


Abb. 9: Ausgeglichenen Daten (links), Messrauschen (oben rechts) des HydroScans

Die Verbesserung der Messdaten durch Verwendung verfeinerter Kalibrierverfahren und die Automation der Approximation unter Beachtung der geometrischen und geologischen Randbedingungen ist Gegenstand von aktuellen Forschungsvorhaben. In den nächsten Jahren sollen die Potentiale zur Verwendung von 3D Scans im Rahmen von Bauwerksinspektionen und -überwachungen noch gesteigert werden.

3 Wasserseitige Photogrammetrie (HD Mapping)

Zur Erfassung von den linearen Wasserbauwerken wurde als Alternative zum wetterabhängigen Drohneneinsatz und als hochauflösende Alternative zu Laserscans das sogenannte HD Mapping entwickelt, das wasserseitig Bauwerke in HDR-Qualität erfasst (s. Abb. 10). Aus den aufgenommenen Einzelbildern werden im Rahmen der Auswertung ein vertikales HD-Orthophoto (VDOP) und eine Punktwolke erstellt, welche optional mit Zentimetergenauigkeit georeferenziert werden können. An einem Tag können auf diese Weise bis zu 5 - 6 km Hafenanlage erfasst werden.



Abb. 10: HD Mapping-System auf Messboot „LUX“

Das VDOP wird insbesondere als Grundlage für die lückenlose Dokumentation (Abb. 11) beispielsweise für die Vorbereitung einer Bauwerksprüfung oder als Bestandteil der Lebenszyklusbewertung genutzt. Durch die Möglichkeit, die umfassende Vorbereitung der Bauwerksprüfung auf Basis der HD-Orthophotos im Büro durchzuführen, können Inspektionen am Bauwerk bis zu 50% kosteneffizienter und in der Dokumentationsphase mit 90% weniger Aufwand erfolgen.

Der alltägliche Projekteinsatz der Sensorsysteme und Datenprodukte zeigt, dass insbesondere jüngere Kolleginnen und Kollegen diese Art der Transformation weg vom Einzelbild der Digitalkamera hin zur Schadensdatenbereitstellung im 3D Modell sehr angstfrei umsetzen.

4 Fazit und Ausblick

Die hohe Genauigkeit und Auflösung der durch HydroMapper erfassten 3D Daten ermöglicht es Betreibern, Ingenieurbüros und Bauunternehmen, georeferenzierte und flächige Bestandsaufnahmen für die Bauwerksprüfungen, Planungen und Bauausführungen sowie zur Verbesserung der Lebensdaueranalyse zu erheben.

Die Ergebnisse können dabei ortsunabhängig von allen Disziplinen in einem barrierefreien WebPortal genutzt werden. Durch die Verbesserung der zentralen und quasi vollständigen 3D-Datenbasis lassen sich erhebliche Effizienzgewinne bei der Instandsetzungsplanung, der Bauwerksinspektion oder der Ausführung von Baumaßnahmen einsparen.

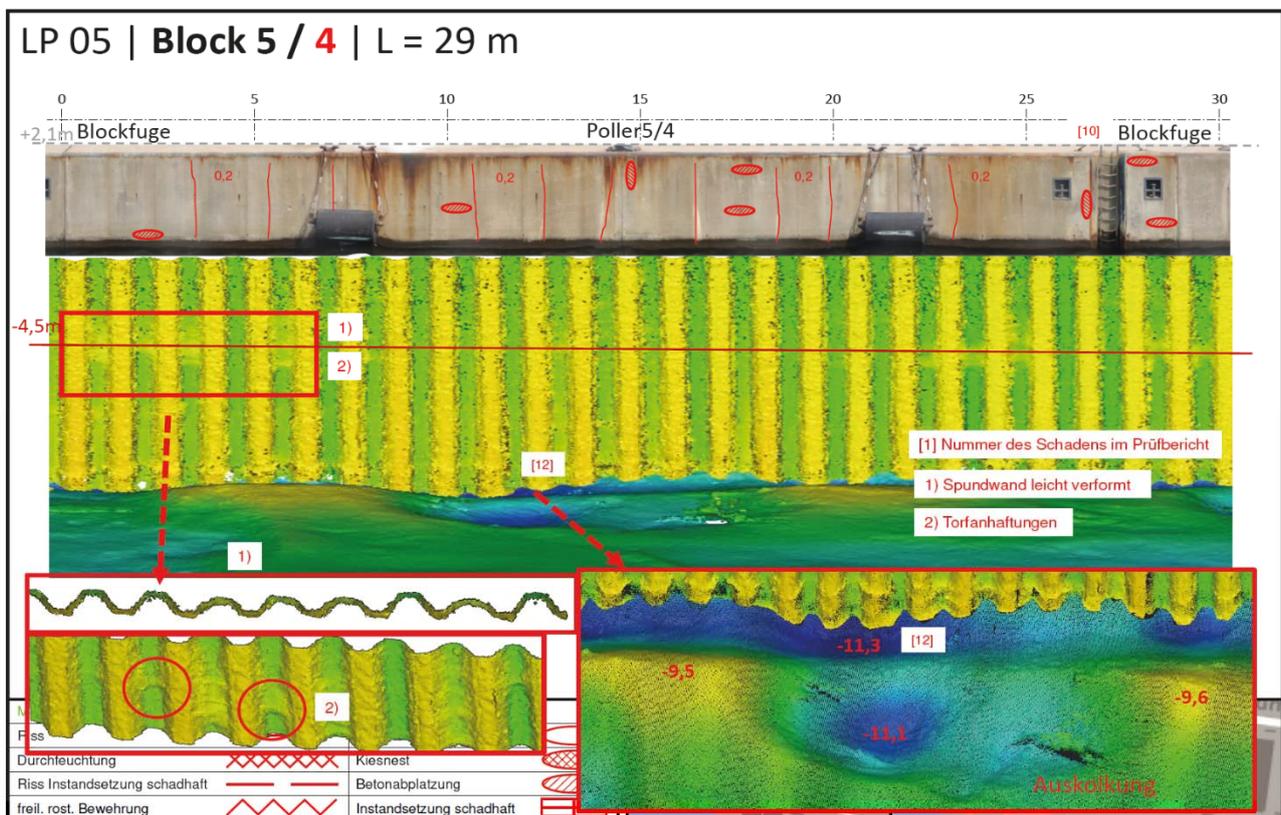


Abb. 11: Extrahierter Schadensplan aus HydroScanning und HD Mapping

Darüber hinaus hilft das Wissen über den Erhaltungszustand, um Maßnahmen und Erfordernisse frühzeitig abzuschätzen und entsprechend zuverlässig durchführen zu können. Durch die vollständige und georeferenzierte Erfassung mit dem 3D HydroMapper System

kann der Ist-Zustand für ein Bauwerksmonitoring zutreffend erfasst, Betriebsunterbrechungen können reduziert und die Zuverlässigkeit von Infrastrukturbauwerken nachhaltig verbessert werden.



Abb. 12: High Resolution Mesh für die Bauwerksinspektion

Neueste Entwicklungen zeigen, dass durch die Anwendung höherwertiger Veredelungsstufen von Punktwolken und Photogrammetrie in Form von High-Resolution-Meshes auch erhebliche Verbesserungen für die Durchführung von Bauwerksinspektionen im Offlinemodus (z. B. in Gebäuden) geschaffen werden können.

Literatur

Hake, F.; Herrmann, M.; Alkhatib, H.; Hesse, C; Holste, K; Umlauf, G; Kermarrec, G; Neumann, I.; Damage Detection for Port Infrastructure by Means of Machine-Learning-Algorithms; *in: FIG (Hrsg.) Proceedings of FIG Working Week 2020, Amsterdam, Netherlands, ISBN: 978-87-92853-93-6*

Hesse, C.; Holste, K.; Neumann, I.; Hake, F.; Alhatib, H.; Geist, M.; Knaack, L.; Scharr, C.; 3D HydroMapper – Automatisierte 3D-Bauwerksaufnahme und Schadenserkenung unter Wasser für die Bauwerksinspektion und das Building Information Modelling; *Hydrographische Nachrichten, HN113, 06/2019, Deutsche Hydrographische Gesellschaft e.V., Rostock. ISSN: 1866-9204*

Holste, K.; Hesse, C.; Neumann, I.; Bassen, S.; 3D HydroMapper – digitale Inspektion von Bauwerken über und unter Wasser; *Bautechnik 96 (2019) Heft 12, S. 951 - 953*

Holste, K.; Hesse, C.; Neumann, I.; Innovative Verfahren zur 3D Bestandsaufnahme an Verkehrswasserbauwerken; *Bautechnik 98 (2021) Heft 12, S. 595 - 600*

Holste, K.; HydroMapper – Multi-Sensor System für das 3D Scanning von Infrastrukturbauwerken; *37. Christian Veder Kolloquium, ' Zustandserhebung, Bewertung und Sanierung von gealterten bzw. schadhafte geotechnischen Konstruktionen', TU Graz, 13.-14.04.2023*

Autoren

Dipl.-Ing.(FH) Karsten Holste

Karsten.Holste@wk-consult.com

WKC Hamburg GmbH

Planungen im Bauwesen

Veritaskai 8, 21079 Hamburg

www.wk-consult.com

Tel.: +49 40 790 001-0

Prof. Dr.-Ing. Christian Hesse

ch@dhpi.com

Dr. Hesse und Partner Ingenieure

Veritaskai 6, 21079 Hamburg

www.dhpi.com

Tel.: +49 40 52299190-0

Inklinometerwagen und Monitoringportal der HPA

Messdatenmanagement und automatisierte Kaimauervermessung

im Hamburger Hafen

Rico Priewe, Hamburg Port Authority AöR, Deutschland

Christian Schlosser, Automation Security Consulting, Deutschland

Abstract

Im vorliegenden Paper wird das Messdatenportal MONI zum Monitoring der Kaimauern im Hamburger Hafen sowie die Entwicklung eines automatisierten Messwagens zur Erfassung der Verformung einer Kaimauer, als eine der Datenquellen, vorgestellt.

1 Messdatenportal der HPA

Das Messdatenportal der HPA, genannt MONI, stellt eine wegweisende Lösung zur Erfassung, Archivierung und Analyse von Messdaten zur Überwachung des Zustands von Kaimauern dar. In einer Zeit, in der die Bauwerkprüfung von entscheidender Bedeutung ist, hebt sich diese Plattform durch eine umfassende Palette zentraler Funktionen hervor, die sie zu einem effizienten Instrument machen. Die Motivation hinter dieser innovativen Entwicklung liegt in der bisherigen Herausforderung, in der verschiedene Abteilungen unterschiedliche Daten aus verschiedenen Quellen für die Überwachung von Kaimauern genutzt haben. Ein Mangel an Einheitlichkeit in der Messung und Auswertung führte zu einem zeitaufwändigen Prozess, der durch das Messdatenportal entscheidend verbessert wird.

Das Portal unterstützt nicht nur die Prozesse der Bauwerkprüfung, sondern ermöglicht auch die Nutzung der Daten für verschiedene Unternehmensprozesse und -bereiche. Der bisherige Status Quo ohne die Plattform war durch eine heterogene Datenaufnahme, mangelnde einheitliche Messung und erschwerte Datenübertragung und -auswertung geprägt. Im Gegensatz dazu bietet das MONI-Portal eine vereinfachte Datenablage, Aufbereitung und ermöglicht eine individuelle Auswertung der Messdaten. Die automatische und manuelle Datenerfassung von Messwerten aus verschiedenen Quellen lässt eine umfassende Datenerfassung, darunter Biegelinien und Kaikopfbewegungen zu. Da am

Markt keine Softwarelösung existiert, die die benötigten Funktionen zur Verfügung stellen kann, wurde das MONI-Portal durch die Firma AKRA GmbH nach den Vorgaben der HPA selbst entwickelt.

Die Integration des Geoportals der HPA als kartographische Grundlage verleiht dem Messdatenportal zusätzliche Aussagekraft, indem es die Ergebnisse anschaulich visualisiert. Die kontinuierliche Aktualisierung durch den automatisierten Upload von Live-Messdaten sowie der manuelle Upload ermöglichen den Benutzern, Bewegungen der Kaimauern in Echtzeit zu verfolgen. Die intuitive Visualisierung von Bewegungen und Veränderungen über die Zeit wird durch die Berechnung und Darstellung von Messdaten als Vektoren oder Biegelinien ermöglicht. Dabei erlaubt der Upload von tachymetrischen Daten eine präzise Darstellung von Bewegungen.

Die Benutzerfreundlichkeit erfährt durch verschiedene Funktionen eine erhebliche Verbesserung, angefangen bei der individuellen Auswertung der Messdaten bis hin zur Möglichkeit, Dashboards zu speichern und zu teilen. Trendlinien zur Identifikation von Ausreißern tragen zur Effizienz in der Datenanalyse bei. Ein herausragendes Merkmal des Portals liegt in seiner Anpassungsfähigkeit an die spezifischen Anforderungen von Kaimauern, was eine differenzierte Lösung im Vergleich zu generellen Plattformen darstellt.

Die gebotenen Funktionen tragen maßgeblich zur Steigerung der Effizienz in der Datensammlung bei, indem sie einen klaren Überblick über den aktuellen Zustand der Kaimauern ermöglichen. Das Messdatenportal ist nicht nur eine umfassende Plattform, sondern auch ein bedeutender Schritt in Richtung einer effizienten und benutzerfreundlichen Überwachung von Kaimauern.

1.1 Übersicht und Funktionalität des MONI-Portal

Das MONI-Portal ist in 5 verschiedene Bereiche unterteilt:

1.1.1 Dashboard

Das Dashboard des MONI-Portals bietet eine umfassende Übersicht über verschiedene Aspekte des Kai-Monitoring-Systems. Die Kai-Übersichtsseite präsentiert eine Liste aller Kais mit einer Karte, auf der Standorte markiert sind. Die Farbe des Alarmierungssymbols gibt Auskunft über den aktuellen Status des jeweiligen Kais, wobei grün für keinen

überschrittenen Vergleichswert steht, gelb für überschrittene Schwellen- oder Grenzwerte und rot für überschrittene Alarmwerte.

Auf der Kai-Detailseite können verschiedene Unterseiten ausgewählt werden, darunter Echtzeit-Inklinometer, Echtzeit-Extensometer, Tachymetrie und Handmessungen. Jede Ansicht bietet konfigurierbare Diagramme, in denen Datentypen eingestellt und Abschnitte an- und abgewählt werden können.

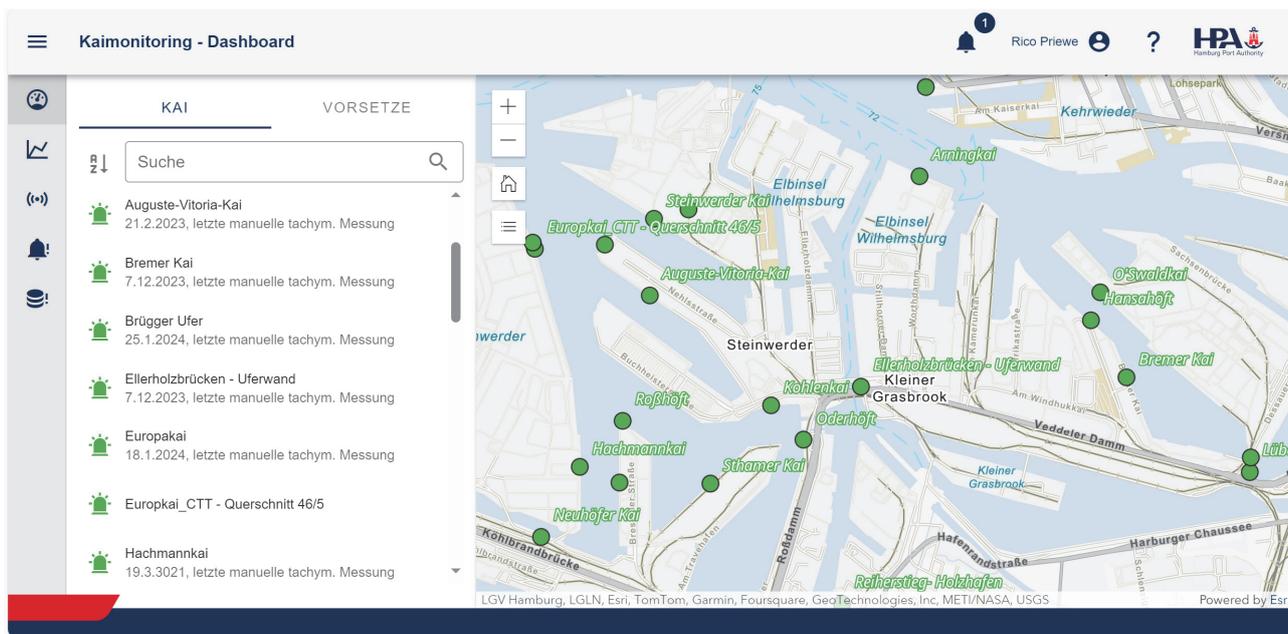


Abbildung 1 - Dashboard MONI-Portal

Echtzeit-Inklinometer und Echtzeit-Extensometer zeigen die gemessenen Daten und Stichwerte an. Die Kai-Detailseite bietet auch eine Slider-Karte, eine Liste inaktiver Sensoren und ein Diagramm aktueller Stichwerte/Sensorwerte. Hier werden Informationen zu inaktiven Sensoren, Diagramme mit Delta-Stich-Werten und die Möglichkeit, zu anderen Detailseiten zu navigieren, präsentiert.



Abbildung 2 - Kai-Detailseite

Die Tachymetrie-Detailseite zeigt Objektpunkte mit Differenzen zur letzten Messung oder Nullmessung in einer Tabelle und einem Diagramm. Handmessungen bieten eine ähnliche Struktur mit einer Tabelle der Maxima der letzten Handmessung pro Station und einem Diagramm der letzten Handmessungsmaxima pro Station.

Die Block-Detailseite ermöglicht detaillierte Analysen mit einer Spundwandgrafik, Biegelinien-Diagrammen, Eingabefiltern und Messwert-Diagrammen. Hier kann der Nutzer verschiedene Blöcke, Stationen, Datentypen und Messwerttypen filtern und detaillierte Diagramme für Sensordaten, Pegelsensoren und Extensometer-Messwerte erstellen. Die Seite ermöglicht auch das Herunterladen von Diagrammen und das Zoomen in die Daten.



Abbildung 3 - Blockansicht Inklinometer und Extensometer

Die Tachymetrie-Detailseite bietet verschiedene Ansichten, entweder pro Objektpunkt oder pro Messung, mit Diagrammen und einer Karte zur Anzeige der Koordinatenmessungen. Der Nutzer kann zwischen der Anzeige der Ordinate, der Höhe oder beidem wählen und die Anzahl der angezeigten Messungen sowie den Vektorenmaßstab konfigurieren.

1.1.2 Datenanalyse

Die Datenanalyse im MONI-Portal ermöglicht einen umfassenden Vergleich und die flexible Anordnung von Daten-Diagrammen. Das Dashboard kann lokal im Browser gespeichert und wieder aufgerufen werden. Die Messdaten werden aus der Timeseries-Datenbank (InfluxDB) geladen, was leistungsstarke Abfragen mit aggregierten Daten ermöglicht. Zur Optimierung wird empfohlen, das Aggregierungsintervall der Diagramme vor der Abfrage eines größeren Zeitraums einzustellen, um die Performance zu steigern.

Die Diagrammerstellung erfolgt in drei Schritten: Auswahl des Kais oder Pegelsensors, Auswahl des Diagrammtyps und Konfiguration der Daten. Die Kai-Auswahl ermöglicht den Vergleich verschiedener Kais, während der Diagrammtyp abhängig von den verfügbaren Daten festgelegt wird. Die Konfiguration erfordert je nach Diagrammtyp die Festlegung von Optionen wie Stationen, Darstellungsart und Aggregationsintervall.

Für jedes Diagramm kann ein Intervall festgelegt werden, wodurch die Daten über die Länge des Intervalls aggregiert werden. Das Bearbeiten und Löschen von Diagrammen ist ebenfalls möglich. Änderungen werden lokal im Browser gesichert. Das Speichern des

Dashboards erfolgt über einen Button, wodurch alle Diagramme mit ihrer Konfiguration lokal gesichert und beim erneuten Laden der Seite rekonstruiert werden.

Eine besondere Funktion sind Trendlinien, die für Echtzeit-Sensordaten und tachymetrische Daten verfügbar sind. Über einen Button können lineare Regressionen über vorhandenen Messpunkten generiert werden. Die Auswahl von Messpunkten, Start- und Enddatum sowie einzubeziehender Messdaten ermöglicht eine präzise Anpassung. Trendlinien werden nicht zwischengespeichert und automatisch entfernt, wenn Daten oder Einstellungen geändert werden oder beim neu laden der Seite.

1.1.3 Sensorverwaltung

Die Sensorverwaltung im MONI-Portal gliedert sich in drei zentrale Bereiche: die Kaiverwaltung, die Pegelverwaltung und die Sensorzuweisung.

Die Kaiverwaltung ermöglicht eine strukturierte Verwaltung von Kais, Blöcken, Abschnitten und Sensoren. Jeder Kai besitzt spezifische Eigenschaften wie Name, Oberkante der Kaimauer, Ersteller, Beschreibung und verknüpfte Pegelstationen. Tachymetrische Messungen können betrachtet und hochgeladen werden. Kais können bestimmten Nutzern zugeordnet werden. Ein Block, als Gruppierung von Stationen, verfügt ebenfalls über Eigenschaften wie Blocknummer, Name und Beschreibung. Die Kaiverwaltung erlaubt auch das Hochladen von Handmessungen im XML-Format und tachymetrischen Messungen als Excel Datei. Des Weiteren können Verantwortliche für Kaimauern festgelegt werden. Diese werden bei Überschreitung von Grenzwerten oder Upload neuer Messdaten automatische per Mail informiert.

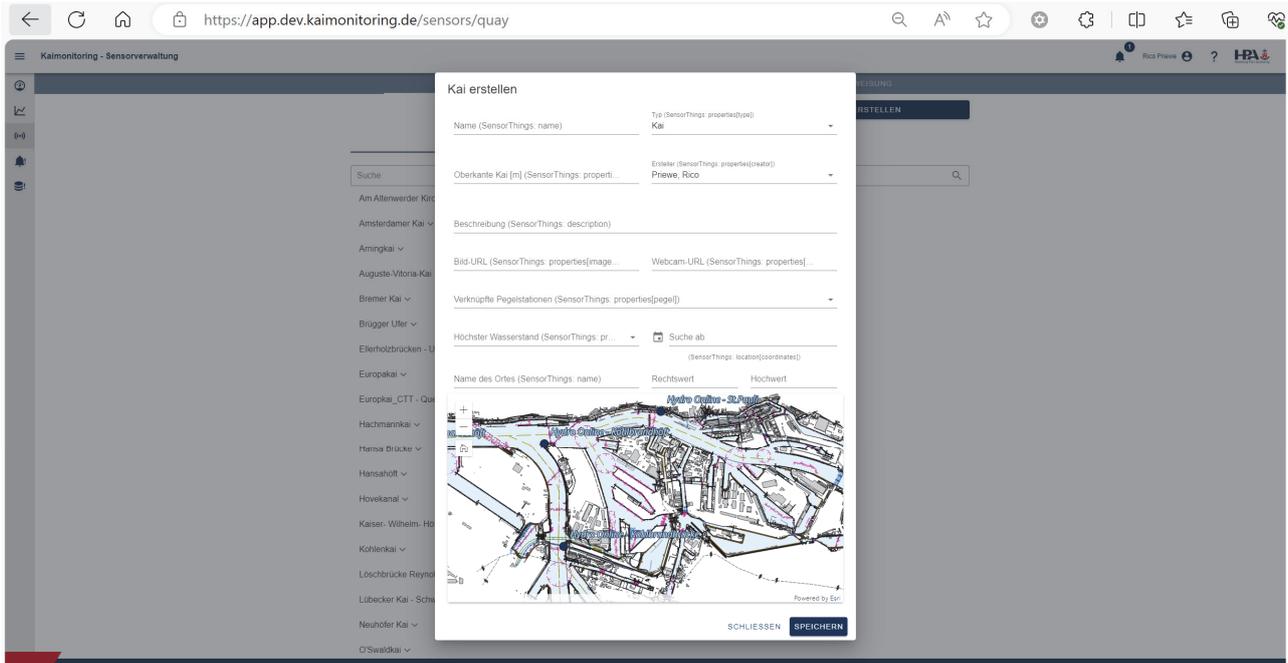


Abbildung 4 - Sensorverwaltung

Die Pegelverwaltung konzentriert sich auf die Definition von Pegelstationen und zugehörigen Pegelsensoren. Jede Pegelstation hat Attribute wie Name, Beschreibung und Ort. Pegelsensoren, an bestimmten Höhen befestigt, umfassen Typ, Name, Beschreibung, Einbauhöhe und Metadaten. Zuordnungen und Historie der Offsets können eingesehen werden. Das Löschen einer Pegelstation führt zur Löschung aller zugehörigen Pegelsensoren. Hier werden auch die Daten aus dem Hydroonline-Portal integriert.

Die Sensorzuweisung ermöglicht die Zuordnung von Sensoren zu Kais, Blöcken, Stationen oder Pegelstationen. Die Liste zeigt importierte Messdaten, die den Sensoren zugeordnet werden müssen. Im Zuweisen-Dialog kann ein Sensor einem Kai, Block oder einer Station zugeordnet werden. Es können neue Sensoren erstellt oder vorhandene bearbeitet werden, wobei zusätzliche Felder wie Messwerttyp und Invertierung gesetzt werden können. Die letzten Messwerte werden angezeigt, und ausgeblendete Sensoren können kommentiert werden. Das Löschen von Messdaten führt zur endgültigen Löschung aller zugehörigen Messaufnahmen.

1.1.4 Alarmierung

Die Alarmierungsverwaltung im MONI-Portal ermöglicht das Erstellen von Alarmierungsregeln für die einzelnen Kaimauern und Stationen. Diese Regeln werden basierend auf festgelegten Filtern angezeigt, wobei eine Filterung nach Kais, Blöcken und

Stationen möglich ist. Die Status-Farben grün - Schwellenwert, gelb - Grenzwert und rot - Alarmwert zeigen an, ob bestimmte Vergleichswerte überschritten wurden.

Für die Erstellung einer Alarmierungsregel sind folgende Werte erforderlich: Datentyp (Delta-Stich, Sensorwert oder Handmessung Max), Sensor (bei Sensorwert), Zuordnung (roh oder temperaturkompensiert), Name, Vergleichsoperator, Schwellwert, Schwellwertalarmierung und Grenzwert. Diese Parameter ermöglichen die Spezifikation von Bedingungen, ab wann Benachrichtigungen (SMS oder Email) an die Verantwortlichen des Kais gesendet werden sollen.

Es ist wichtig zu beachten, dass sich dieser Bereich derzeit im BETA-Modus befindet und in Zukunft erweitert und ausgebaut wird. Aktuell ist die Alarmierung auf Live-Daten vom Salzgitterkai beschränkt. Zudem besteht die Möglichkeit, Alarmierungsregeln temporär zu stummschalten, um während eines festgelegten Zeitraums keine entsprechenden Benachrichtigungen zu erhalten.

1.1.5 Statusseite

Die Statusseite im MONI-Portal bietet einen aktuellen Überblick über Systemfehler und fehlende Daten. Diese Informationen sind in übersichtlichen Status-Panels aufgeteilt, die separat für Sensordaten, Pegeldaten und Berechnungsdaten den Status bezüglich fehlender Daten anzeigen. Messgeber-Fehler aus importierten Dateien sowie Fehler vom Calculator-Service werden in einer Tabelle präsentiert. Nutzer können einen oder mehrere Tage abrufen, wobei standardmäßig der aktuelle Tag ausgewählt ist. Jedes Statuspanel zeigt an, ob Fehler oder fehlende Daten vorliegen und gibt Details wie die Anzahl betroffener Kais, Blöcke oder Tage an. Die Einträge können in einer Tabelle sortiert und gruppiert werden, und es steht eine Kopierfunktion zur Verfügung, um den Tabelleninhalt im Textformat zu kopieren.

1.2 Erläuterung des Nutzens von MONI am Beispiel Salzgitterkai

Das Salzgitterkai-Beispiel veranschaulicht die breite Anwendbarkeit des Portals durch die umfassende Erfassung verschiedener Daten zur Kaimauer. Der Kai besteht aus einer kombinierten Spundwand mit Betonholm, unterstützt durch Schrägpfähle.

Diese Struktur wird mithilfe von Live-Inklinometerdaten, Live-Extensometerdaten, manuellen tachymetrischen Daten und Handinklinometerdaten überwacht und analysiert.

1.2.1 Funktionsweise der Live-Datenauswertung

Die Inklinometer wurden an verschiedenen Höhen der Spundwand positioniert und alle 5 Minuten aktualisierte Daten. Diese fließen in eine Berechnungsformel ein, um die Biegelinie der Spundwand annähernd zu ermitteln. Durch den Vergleich dieser Linie können eventuelle Abweichungen identifiziert werden. Um Redundanz sicherzustellen, werden regelmäßig Handmessungen an denselben Positionen durchgeführt. Wasserstände und Temperaturen werden in der Blockübersicht verlaufsgenau dargestellt, wodurch Einflüsse auf die Messdaten erkannt werden können.

1.2.2 Funktionsweise der manuellen-Datenauswertung

Die Handinklinometerdaten werden über eine spezielle Maske ins Portal hochgeladen und einem definierten Block oder Bereich zugeordnet. Die Messungen erfolgen alle 50 cm und werden in Form von Biegelinien visualisiert. Zusätzlich lässt sich der zeitliche Verlauf der einzelnen Messhöhen anzeigen.



Manuelle tachymetrische Daten zeigen die Verschiebung des Kaikopfes in Millimetern an und können ebenfalls über den Zeitverlauf betrachtet werden.

1.2.3 Vorteile für die Anwender

Die Implementierung des Portals bietet Anwendern einen schnellen Überblick über den aktuellen Zustand der Kaimauer. Bei Schwellenwertüberschreitungen greift ein vordefinierter Alarmplan, der klare Handlungsanweisungen vorsieht. Das System misst kontinuierlich Live-Daten. Sobald ein Schwellenwert überschritten wird, initiiert das System automatisch Alarmierungen. Anschließend können Vermessungen und Handmessungen aktiviert werden, wodurch eine rasche und zielgerichtete Reaktion ermöglicht wird.

1.2.4 Schlussfolgerungen und Ausblick

Die dargestellten Funktionen haben maßgeblich zur Lösung konkreter Herausforderungen am Salzgitterkai beigetragen. Das Portal ermöglicht eine nachhaltige Aufrechterhaltung des Kaimauerbetriebs durch kontinuierliches Monitoring. Durch den 24/7-Betrieb werden frühzeitig mögliche Verformungen und Bewegungen erkannt und dank des Alarmplans können diese effektiv bewältigt werden. Dies trägt nicht nur zur Sicherheit bei, sondern ermöglicht auch eine datengestützte, zukunftsorientierte Planung und Wartung der Kaimauern.

1.3 Was wird alles gemessen / Welche Datenquellen gibt es

Die Datengrundlage des Portals erstreckt sich über verschiedene Arten von Messdaten, die durch unterschiedliche Quellen bereitgestellt werden. Zu diesen Datenquellen gehören Live-Inklinometerdaten, Live Pegeldata, Live Extensometerdaten, Live tachymetrische Daten, manuell hochgeladene tachymetrische Daten, manuell hochgeladene Pegeldata und Handinklinometerdaten. Die kontinuierliche Aktualisierung der Daten erfolgt durch die Übertragung von Livedaten von externen Sensoren auf unseren eigenen Server. Die manuellen Daten werden über CSV / Excel Dateien im Portal hochgeladen.

Die spezifischen Messgrößen, die von diesen unterschiedlichen Datenquellen geliefert werden, ermöglichen eine präzise Analyse der Kaimauern. Die Inklinometerdaten werden in Millimetern pro Meter erfasst und mittels einer spezifischen Formel in Stiche umgerechnet. Diese Stiche dienen dazu, die Biegelinie annähernd zu berechnen und Aufschluss darüber zu geben, inwieweit sich die Wand am Scheitel bewegt hat. Live tachymetrische Daten werden sowohl als Vektoren als auch im zeitlichen Verlauf dargestellt, um Bewegungen und Veränderungen effektiv zu visualisieren. Live Extensometerdaten bieten eine präzise

Darstellung von Bewegungen in Millimetern. Manuelle tachymetrische und Pegeldata werden im zeitlichen Verlauf ausgewertet, und Handinklinometerdaten ermöglichen eine detaillierte Auswertung und den Vergleich der Biegelinien.

Die Integration dieser unterschiedlichen Datenquellen trägt maßgeblich zur umfassenden Analyse der Kaimauern bei. Jede Datenquelle ist spezifisch auf die unterschiedlichen Kaimauertypen abgestimmt, da die Versagensszenarien und Gegebenheiten variieren. Die Vielfalt der erfassten Messgrößen ermöglicht eine ganzheitliche Betrachtung, die es erlaubt, spezifische Charakteristika und Verhaltensweisen der verschiedenen Kaimauerstrukturen zu verstehen und zu bewerten.

Hinsichtlich der Sensortechnologien und -geräte erfolgt die Übertragung der Daten über Server auf das Portal per Onlineübertragung. Diese Methode gewährleistet eine effiziente und zeitnahe Aktualisierung der Plattform, sodass die Benutzer stets auf aktuelle und präzise Informationen zugreifen können. Durch die Integration dieser Sensortechnologien wird eine zuverlässige Übertragung und Verarbeitung der Messdaten sichergestellt, wodurch das Portal eine robuste Grundlage für fundierte Analysen der Kaimauern bietet.

1.4 Datengrundlage und Integration im MONI-Portal

Die Datengrundlage des MONI-Portals erstreckt sich über verschiedene Arten von Messdaten, die durch automatisierte und manuelle Quellen bereitgestellt werden. Diese Diversität an Datenquellen wie oben geschrieben ermöglichen eine präzise Analyse der Kaimauern.

Die automatisierten Quellen, beispielhaft am Salzgitterkai, Brügger Ufer und durch HydroOnline, senden Daten automatisch an das Portal. Diese Daten werden als CSV-Dateien gespeichert. Im Fall von HydroOnline erfolgt die Datenübertragung über eine SOPA-Schnittstelle, während am Salzgitterkai und Brügger Ufer CSV-Dateien von Inklinometern und Extensometern generiert werden.

Manuelle Quellen beinhalten Handmessungen als XML-Dateien, tachymetrische Messungen und Pegeldata, die direkt von den Nutzern hochgeladen werden. Die Integration dieser Daten erfolgt entweder automatisch durch Azure Functions oder direkt in Azure, je nach Dateiformat.

Die Übertragung der Daten auf das Portal erfolgt über den Importer Service, der regelmäßig neue Daten in Azure prüft und diese importiert. Dabei werden benötigte Berechnungen, wie Stiche und Abweichungen, im Calculator Service durchgeführt. Die gespeicherten Daten, sowohl roh als auch berechnet, finden ihren Platz im FROST-Server.

Die Integration der Sensortechnologien und -geräte erfolgt über Server durch Onlineübertragung. Die automatisierten CSV-Dateien landen zuerst auf einem SFTP-Server, der sie an Azure weiterreicht. Manuell hochgeladene Dateien werden direkt in Azure integriert. Der Importer Service überprüft und importiert die Daten, während der Calculator Service zusätzliche Berechnungen vornimmt.

Insbesondere bei automatischen Quellen mit umfangreichen Datenmengen werden die Messwerte in einer InfluxDB gespiegelt. Dies ermöglicht effiziente Aggregation, reduziert die zu ladenden Datenmengen für Nutzer und ermöglicht die Darstellung größerer Zeiträume. Im MONI-Portal werden die Daten aus FROST und InfluxDB präsentiert, um eine robuste Grundlage für fundierte Analysen der Kaimauern zu bieten.

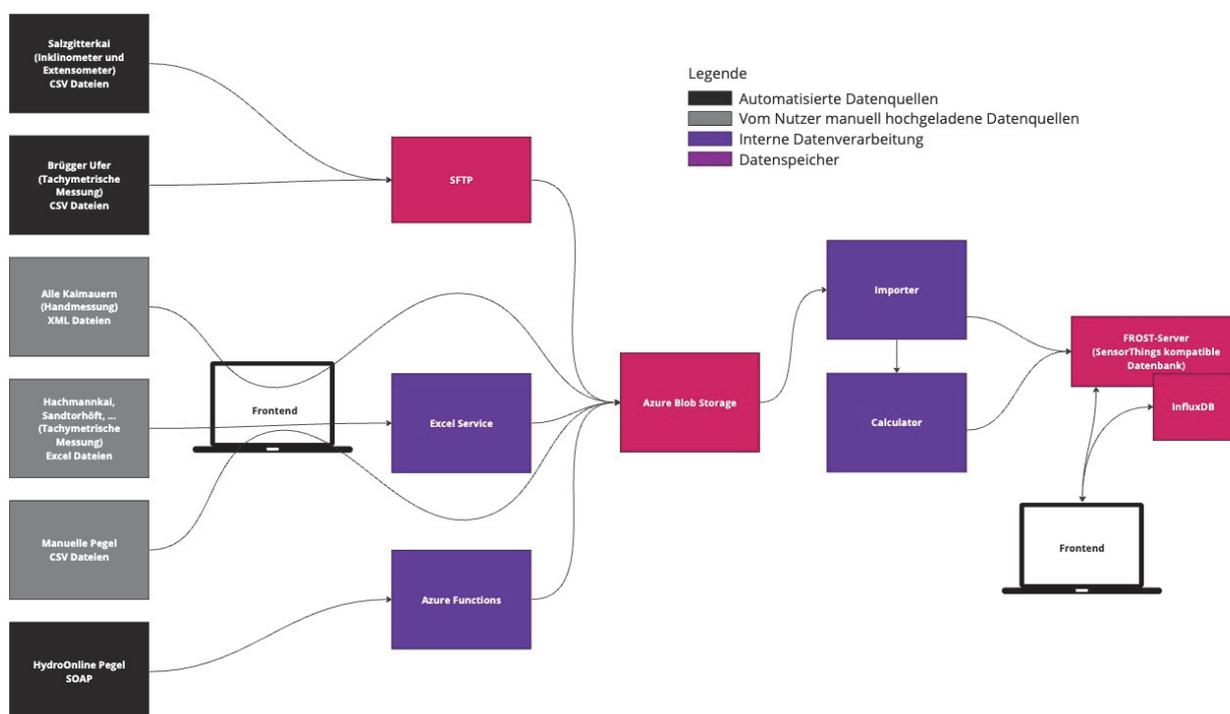


Abbildung 5: Schematische Darstellung des Datenflusses im MONI-Portal

1.5 Grenzen des MONI-Portals und Ausblick

Die Grenzen des Portals sind dynamisch und spiegeln aktuelle Herausforderungen sowie Potenziale für zukünftige Entwicklungen wider. Ein zentrales Element stellt die Verbesserung der Prognosefähigkeit dar, indem Daten kombiniert werden. Dies ermöglicht nicht nur weiterreichende und aussagekräftigere Prognosen, sondern eröffnet auch die Möglichkeit, gezielt auf bevorstehende Ereignisse zu reagieren.

Ein vielversprechendes Beispiel für die Zukunftsausrichtung des Portals liegt in der Integration von Wasserstandsvorhersagen. Durch das Wissen über erwartete Wasserstände in den nächsten Tagen kann eine detaillierte Auswertung erfolgen, um zu erkennen, wann eine Wand sich über das normale Maß hinausbewegt. Die Ermittlung und Vorhersage von Grenzwerten gewinnt dabei durch die umfassende Auswertung von mehr Daten an Präzision.

Die Implementierung eines alarmierenden Trendsystems markiert eine weitere Entwicklungsstufe. Hierbei werden nicht nur einzelne Alarmwerte gesetzt, sondern auf Trends geachtet, um potenzielle Probleme frühzeitig zu erkennen. Ein differenziertes Benutzerrollensystem ermöglicht es, bestimmte Bereiche auch für externe Parteien freizugeben, wodurch die Zusammenarbeit optimiert wird.

Ein Ampelsystem, welches Daten basierend auf Berechnungen zum Auslastungsgrad interpretiert, soll zukünftig die Funktionalität des Portals erweitern. Dabei können verschiedene Messdaten kombiniert werden, um den aktuellen Zustand zu visualisieren. Die Verknüpfung mit BIM-Modellen ermöglicht eine noch präzisere Analyse der Kaimauern, indem weitere Daten in die Auswertung einfließen. Das Geoportal wird kontinuierlich mit umfassenden Kaimauerdaten erweitert und soll in Zukunft nahtlos ins MONI-Portal integriert werden, um eine umfassende Analyse und Visualisierung der Kaimauerstrukturen zu ermöglichen. Diese zukunftsweisenden Erweiterungen verdeutlichen, dass die Grenzen des Portals nicht als Einschränkungen, sondern als Anreize für kontinuierliche Innovation betrachtet werden.

2 Beispiel Automatisierung der Inclinometermessung für Kaimauern

Der Funktionsumfang und die Möglichkeiten der Arbeit im MONI-Portal hängen im Wesentlichen von den erhobenen Daten und deren Qualität ab. Damit in Zukunft weitere

Potenziale erschlossen werden können, ist es sinnvoll neue Datenquellen zu integrieren. Dabei ist insbesondere eine automatisierte Erfassung, Auswertung und Bereitstellung der Daten im Datenportal wichtig. Langfristig wird es so möglich den Bauwerkszustand genauer zu überwachen und damit der Sanierungsbedarf einfacher abzuleiten und Maßnahmen im Voraus zu planen.

Im nachfolgenden Beispiel wird die Erschließung einer neuen Datenquelle vorgestellt. Konkret geht es um die Messung der Verformung der Spundwand einer Kaimauer.

Ziel ist die Entwicklung einer einfach zu bedienenden Messapparatur, die einen wirtschaftlich sinnvollen Automatisierungsgrad hat. Mithilfe der neuen Messapparatur, dem sogenannten Inklinometerwagen, soll es ermöglicht werden, die Verformung von Kaimauern proaktiv zu vermessen und damit ein besseres Bild über den Zustand der Kaimauern zu erhalten. Ein erster Prototyp wurde zusammen mit dem Dienstleister Hansataucher GmbH entwickelt. In den letzten zwei Jahren wurde dieser Prototyp dann HPA-Intern kontinuierlich weiterentwickelt und erfolgreich zum Patent angemeldet.

Diese systematische Erfassung des Kaimauerzustands ist ein wichtiges Puzzleteil auf dem Weg zu einem umfassenden Smart Monitorings der Kaimauern im Hamburger Hafen. Mit den heutigen Mitteln wäre ein solches Monitoring nicht wirtschaftlich darstellbar, da der manuelle Prozess der Vermessung zu aufwendig und damit zu teuer ist.

Die Messung der Verformung der Kaimauer erfolgt dabei durch die Bestimmung der Biegelinie, also die Verformung der Spundwand aus dem Lot. Der Messprozess ist an den heutigen manuellen Prozess angelehnt, bei dem die Verformung einer Spundwand durch einen Taucher gemessen wird. Zur Messung der Verformung wird dabei ein Lot ins Wasser gelassen und mittels Zollstocks der Abstand der Kaimauer von dem Lot auf verschiedenen Höhen gemessen. Die Biegelinie ergibt sich dann als interpolierte Linie durch die einzelnen Messpunkte.

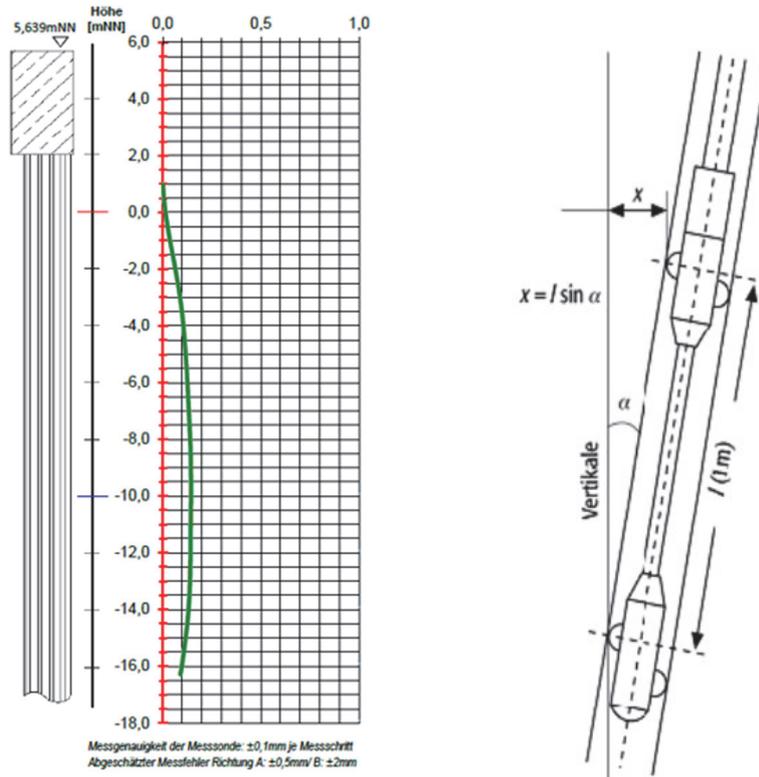


Abbildung 6: Exemplarische Biegelinie einer Kaimauer (links), Berechnung der horizontalen Verschiebung der Kaimauer auf Basis der Winkelmessung (rechts)

2.1 Zielprozess der automatisierten Inklinometermessung

Im nachfolgenden Bild ist der Zielprozess für die automatisierte Vermessung der Kaimauer dargestellt.

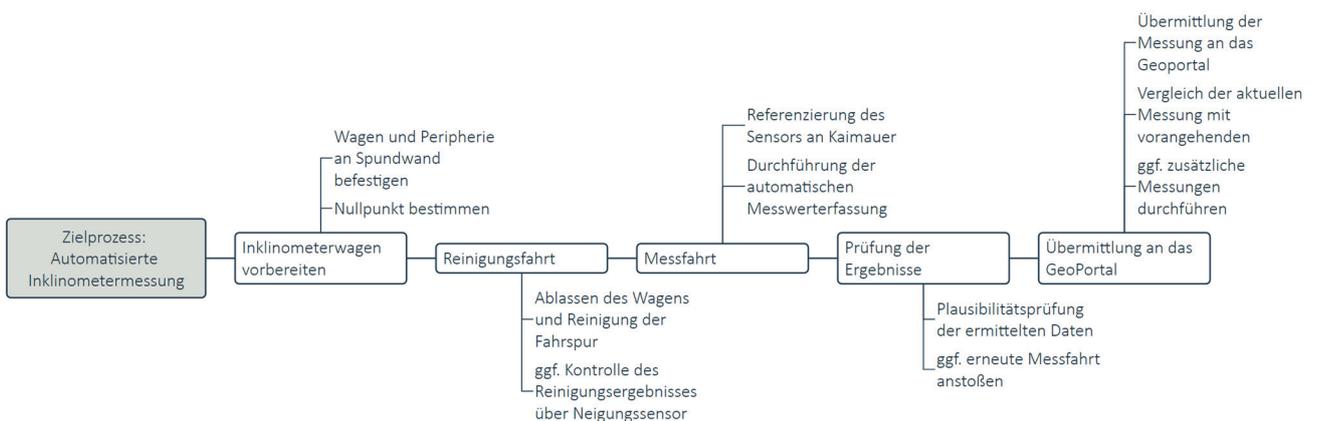


Abbildung 7: Zielprozess der automatisierten Inklinometermessung

Nach dem Einrichten der Hardware beginnt der Prozess mit der Reinigung der Fahrspur an der Spundwand. Mit der Zeit bilden sich an den Spundwänden durch Oxidation und andere

chemische Reaktionen eine Schicht auf der Oberfläche. Noch gravierender fällt die Schichtbildung durch organische Ablagerungen und Bewuchs aus. Für den Messprozess ist es notwendig, dass der Wagen auf der festen Oberfläche der Spundwand steht, da sonst eine ungleichmäßige Schichtdicke des Bewuchses den gemessenen Neigungswinkel beeinflusst. Außerdem führt der Belag auf der Oberfläche zu einer Vergrößerung des Abstands zwischen den Magneten und der Oberfläche der Spundwand, was zu einer Reduktion der Haltekraft führt. Bei der Reinigung muss also erreicht werden, dass die Räder des Wagens auf der metallischen Oberfläche stehen und die Magneten kollisionsfrei über die Oberfläche bewegt werden können.

Am Ende des Reinigungsprozesses kann über den Inclinometersensor die Reinigungsqualität beurteilt werden. Dazu wird beim Heraufziehen des Wagens, ohne dass eine Reinigung stattfindet, kontinuierlich der Neigungswinkel gemessen. Je gleichmäßiger und kontinuierlicher dabei das Signal ist, desto glatter ist die Oberfläche. Es können bei dieser Vormessung auch Löcher, Beulen und Beschädigungen im Fahrweg des Wagens auf der Spundwandbohle erkannt werden und damit vor der eigentlichen Messung die Tauglichkeit der ausgewählten Bohle beurteilt werden.

Im anschließenden Messprozess wird die eigentliche Verformungsmessung durchgeführt. Dabei wird zunächst das Koordinatensystem des Wagens am Koordinatensystem der Kaimauer referenziert. Typischerweise ist die Nullposition der Kaimauer im Bereich des Kaimauerkopfes. Die Messposition des Wagens liegt genau mittig in vertikaler Richtung zwischen den Rädern. Da der Sensor eine Neigungsabweichung aus dem Lot ermittelt, muss bei dem Referenzieren der horizontale Abstand des Sensors von der Spundwandoberfläche nicht berücksichtigt werden. Es ist also nur der Abstand zwischen dem Nullpunkt der Kaimauer und dem vertikalen Mittelpunkt des Wagens in der höchsten, möglichen Position zu ermitteln.

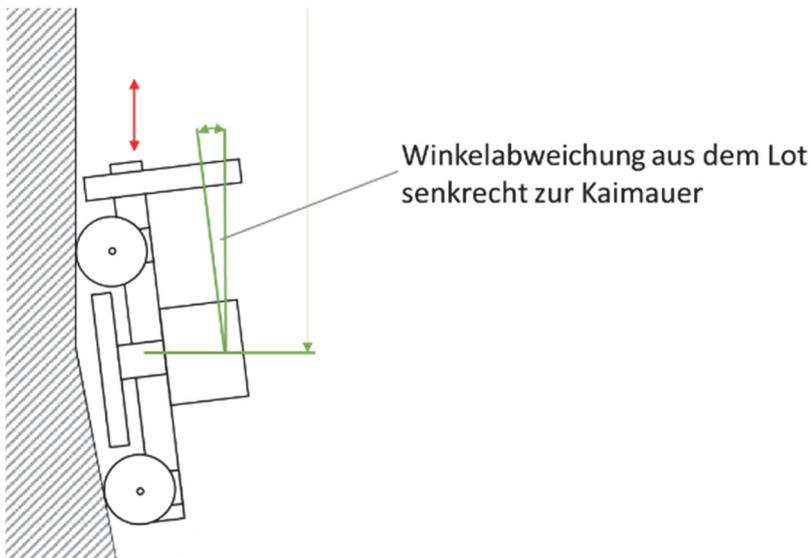
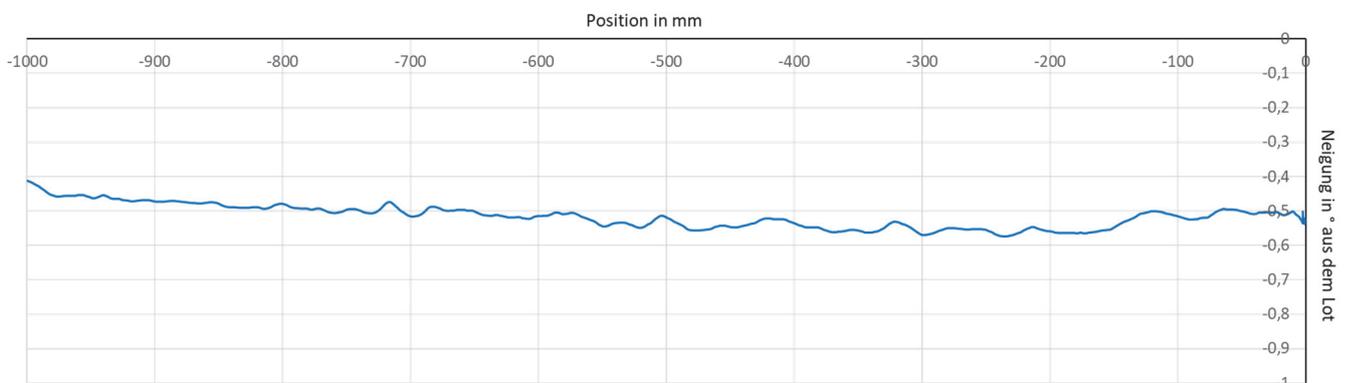


Abbildung 8: Winkelmessung am Inklinometerwagen

Für die eigentliche Messung wird der Wagen nun bis zur Kaimauersohle hinabgelassen und wieder nach oben gezogen. Während der Bewegung wird alle 50 cm eine Neigungsmessung durchgeführt. Die Messpositionen werden dabei im Koordinatensystem der Kaimauer definiert, sodass bei mehreren auch zeitlich lang auseinanderliegenden Messungen an denselben absoluten Positionen gemessen wird. Damit bleiben örtliche Einflussfaktoren, wie Oberflächenverformungen oder Ähnliches für alle Messungen gleich. Der Einfluss der Tide als Lastvariable auf die Kaimauer wird über den Messzeitpunkt dokumentiert und kann aus den Tidedaten des Geoportals in der Auswertung berücksichtigt werden. Die aktuelle Temperatur der Mauer bzw. des Wassers und der Umgebungsluft wird ebenfalls dokumentiert.



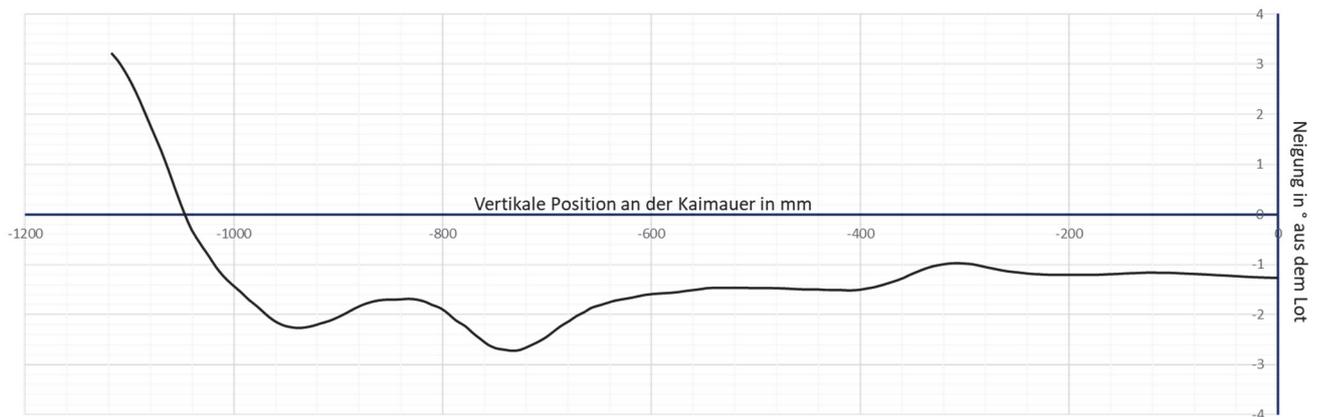


Abbildung 9: Messung der Neigung einer Spundwand (unten) und Referenzmessung auf ebenem Richttisch (oben) mit dem Inklinometerwagen

Am Ende der Messung werden die Daten aufbereitet und zur Prüfung bereitgestellt. Dazu werden die Neigungsdaten als Funktion der Position auf der Spundwandbohle dargestellt.

Bevor die Daten dann an MONI übertragen werden, kann auf Basis der Messwerte überprüft werden, ob die Messung korrekt abgelaufen ist. Dies lässt sich vor allem anhand eines kontinuierlichen Verlaufs der Messdaten erkennen. Deutliche Abweichungen von einem kontinuierlichen Verlauf ist ein starkes Indiz dafür, dass es zu Messfehlern gekommen ist und die Messung sollte, wiederholt werden. Zeigt die Wiederholungsmessung dasselbe Bild der Messwerte kann auch eine Beschädigung der Spundwand vorliegen, was gesondert untersucht und geprüft werden muss.

Im Normalfall sollte die Inklinometermessung einen kontinuierlichen Verlauf wie oben dargestellt aufweisen. Im letzten Schritt können dann die Messdaten an das Portal MONI übertragen werden. Aktuell erfolgt die Datenübergabe per Datei, so wie auch bei der manuellen Messung. Allerdings wird die Datei von der Auswertesoftware automatisch erzeugt, sodass nur die Datenübertragung händisch erfolgen muss.

Im Portal kann dann die aktuelle Messung mit den vorangehenden Messungen verglichen werden und gegebenenfalls in Absprache mit der Bauwerksprüfung zusätzliche notwendige Messungen festgelegt werden.

Ein entscheidender Vorteil des definierten Zielprozesses ist, dass schon während das Mess-Team an der Kaimauer vor Ort ist, die Ergebnisse beurteilt werden können und damit der Rüstaufwand für eine Wiederholungsmessung oder für zusätzliche Bedarfsmessungen deutlich reduziert werden können.

2.2 Konzept des Inklinometerwagens und aktueller Stand der Entwicklung

Die Entwicklung der Messapparatur erfolgt mehrstufig und integriert mit jedem Schritt weitere Funktionalitäten. Grundsätzlich ist die Messapparatur eine Art Wagen, der mittels Magneten an der metallischen Spundwand befestigt wird und durch ein Seil gegen die Schwerkraft gehalten wird. Gemessen wird die Neigung der Oberfläche, daher auch der Name Inklinometerwagen. Durch Räder kann der Wagen über eine Veränderung der Seillänge in vertikaler Richtung auf der Spundwand bewegt werden.

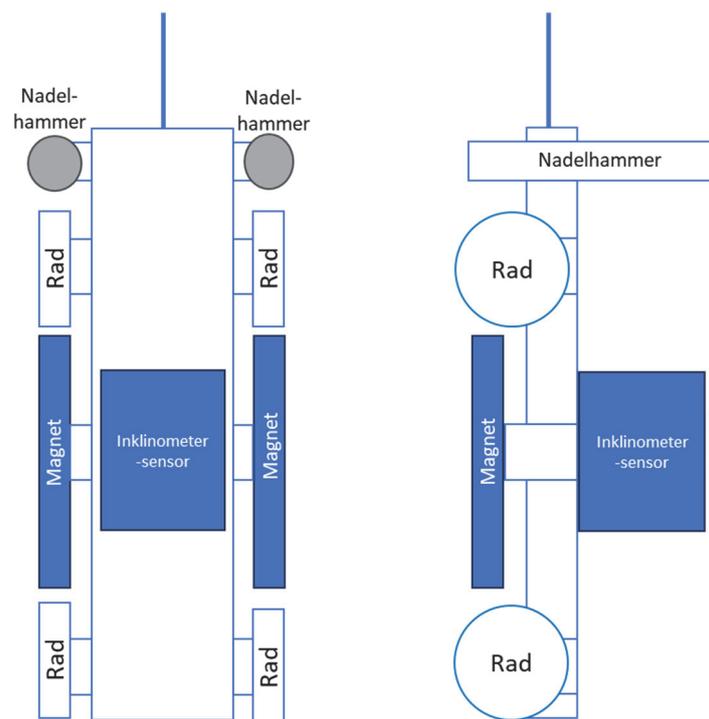


Abbildung 10: Aufbau Inklinometerwagen

Im ersten Schritt der Entwicklung war zunächst einmal zu gewährleisten, dass der Wagen zuverlässig auf der Spundwand bewegt werden kann. Hier ist vor allem die Reinigung der Fahrspur eine besondere Herausforderung, da die Spundwand durch Muschelbesatz, Algen und anderen Ablagerungen verunreinigt ist. Dieser Belag muss vor dem Messen zunächst entfernt werden.

Die Messung der Verformung erfolgt über den Inklinometersensor, der den Neigungswinkel des Wagens aus dem Lot ermittelt. Aus dem Neigungswinkel kann nun mathematisch in die, wie oben beschrieben gängige Einheit der Verformung, mm/m umgerechnet werden.

Die Messposition an der Spundwand wurde im ersten Schritt der Entwicklung manuell erfasst und ein Sensor aus der Gebäudemessstechnik verwendet. Dieser wurde auf dem Wagen montiert und der Wagen auf verschiedenen Höhen positioniert und eine Messung manuell ausgelöst. Die so ermittelten Ergebnisse sind mit den manuell aufgenommenen Messungen vergleichbar und ermöglichen einen grundsätzlichen Nachweis, dass das Messkonzept funktioniert.

2.3 Automatisierte Messwerterfassung

Als Komponenten zur Messwerterfassung kommen standardisierte Sensoren bzw. Auswerteeinheiten aus dem industriellen Anlagenbau zum Einsatz, die eine für die Aufgabe entsprechende Spezifikation besitzen. Industriekomponenten zeichnen sich einerseits durch eine hohe Robustheit und Zuverlässigkeit aus, andererseits sind Komponenten gut verfügbar und lassen sich einfach zu einem Gesamtsystem integrieren. Die Genauigkeit ist für den Anwendungsfall ausreichend, sodass auf den Einsatz von hoch genauer, aber weniger robuster Präzisionsmesstechnik verzichtet werden kann. Konkret kommen Sensoren mit IO-Link Schnittstelle zum Einsatz. Die Signale werden mit einem Busmaster aufgenommen und per Datenbus-Schnittstelle an den Auswerterechner weitergeleitet. Da der Busmaster insgesamt über 8 Eingänge verfügt, ist eine spätere Erweiterung um weitere Sensoren oder Komponenten möglich.

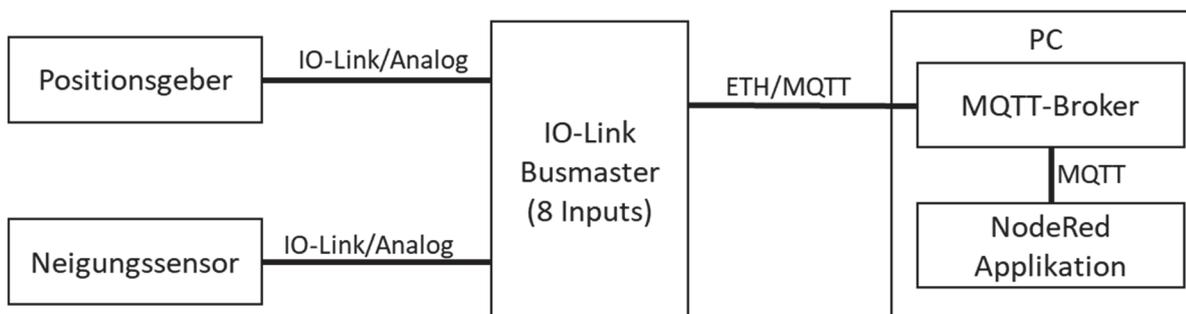


Abbildung 11: Systemstruktur Messkette und Datenauswertung

Die Anschlüsse am IO-Link Busmaster sind in der Schutzart IP67 ausgeführt, der Anschluss am Neigungssensor, der auch unter Wasser eingesetzt wird, in der Schutzart IP69K. Somit ist die gesamte technische Kette, bis auf den Auswerterechner, für raue Umgebungsbedingungen im Einsatz auf dem Schiff geeignet.



Abbildung 12: IO-Link Busmaster

Als Neigungssensor kommt ein zwei-Achsiger Sensor (IFM JN2201) mit aktiver Temperaturkompensation zum Einsatz. Der Sensor hat einen Messbereich von $\pm 45^\circ$ um das Lot bei einer absoluten Genauigkeit von $\pm 0,1^\circ$ und einer relativen Genauigkeit von $\pm 0,05^\circ$. Damit ergibt sich eine absolute, detektierbare Verschiebung von $\pm 1,75 \text{ mm/m}$.

Die zeitliche Auflösung der Neigungswerte beträgt im gewählten Messsetup 100ms. Damit der Einfluss auf das Messsignal durch die Vibration reduziert wird, werden die Messdaten auf Zeitbasis über einen gleitenden Mittelwert gemittelt. Das hat zur Folge, dass die dargestellten Neigungsdaten bei einer kontinuierlichen Bewegung dem realen Wert naheilen, wie im nachfolgenden Diagramm dargestellt.

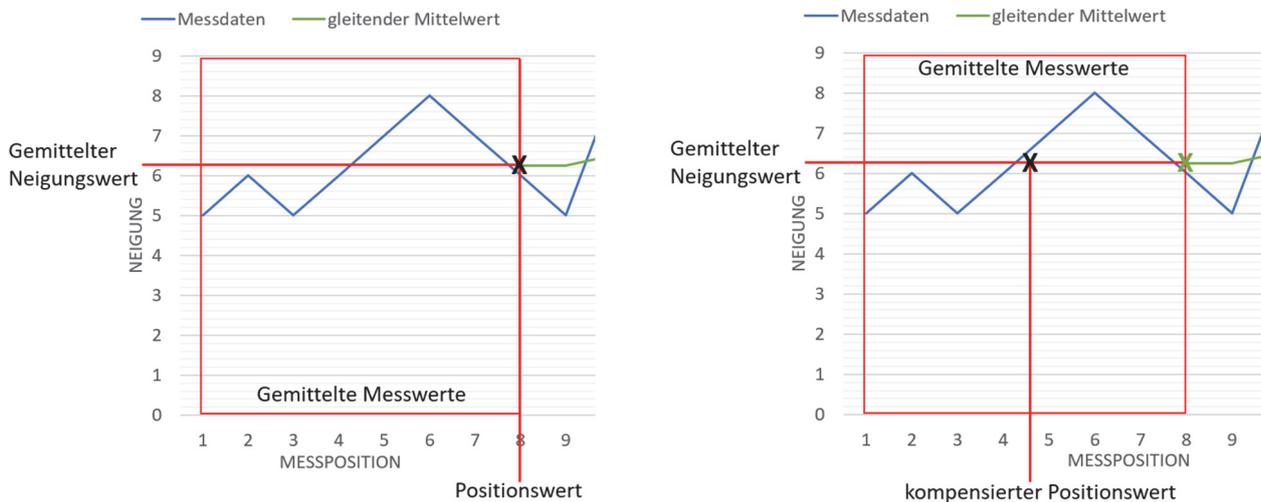
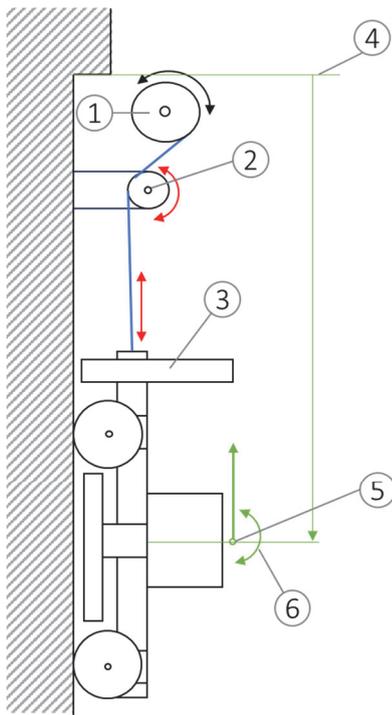


Abbildung 13: Positionsfehler aufgrund des gleitenden Mittelwerts (links) und mit kompensierter Position (rechts)

Es ist aber möglich den Fehler zu kompensieren, in dem die aktuelle Bewegungsgeschwindigkeit aus der Positionsmessung berechnet wird und über die Anzahl der gemittelten Werte, bei konstanter Abtastzeit, der Positionsfehler berechnet wird. Idealerweise liegt der geglättete Neigungswert genau in der Mitte des Filterfensters. Eine

Implementierung ist aktuell aber noch nicht umgesetzt, folgt aber in der nächsten Ausbaustufe des Prototypens.



1. Seilwinde
2. Umlenkrolle mit Drehwinkelsensor
3. Inklinometerwagen
4. Nullpunkt der vertikalen Koordinatenachse der Kaimauer
5. Position des Inklinometersensors in Kaimauerkoordinaten
6. Neigung des Inklinometerwagens aus dem Lot

Abbildung 14: Messprinzip des Inklinometerwagens

Die Positionsmessung des Inklinometerwagens erfolgt indirekt. Zur Ermittlung der Position wird über eine Seilrolle, die Seillänge des Seils bestimmt, an dem der Wagen befestigt ist. Als Sensor kommt hier ein Inkrementaldrehgeber vom Typ IFM RA3110 zum Einsatz. Dieser ist an der Seilsole montiert und misst deren Bewegung. Da die Seilrolle über Magnete fest mit der Spundwand verbunden ist, entspricht die gemessene Bewegung einer Positionsänderung im Koordinatensystem der Spundwand. Störende Einflüsse, wie eine sich verändernde Tide oder Wellengang, die den Wagen kontinuierlich bewegen, kompensieren sich vollständig. Bei der Seilführung ist auf eine hinreichend große Umschlingung der Seilrolle zu achten, damit eine Seilbewegung auch zuverlässig in eine Drehbewegung der Seilrolle umgesetzt wird.

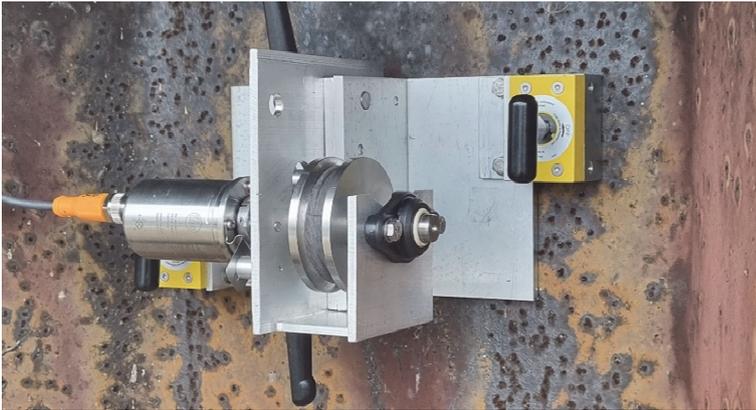
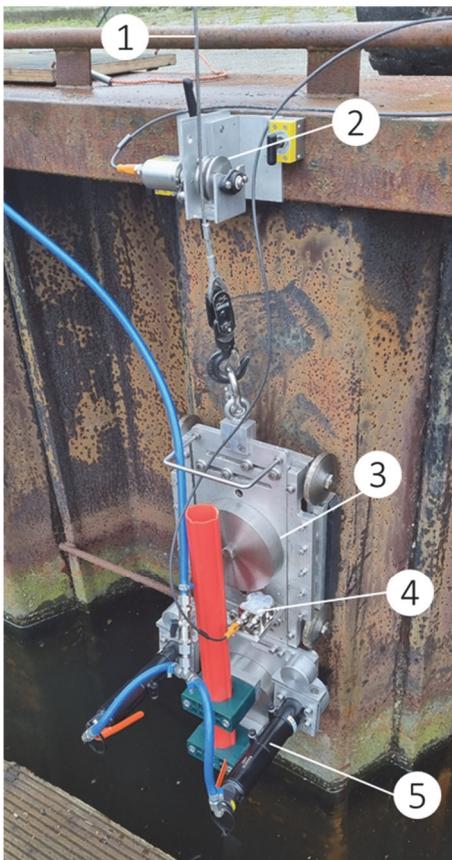


Abbildung 15: Seilrolle mit Wegaufnehmer

Bei einem Seilrollendurchmesser von 60mm und einer Auflösung von 1024 Inkrementen pro Umdrehung des Sensors, ergibt sich hier Positionsauflösung von 0,18 mm. Eine Filterung der Rohdaten ist bei den Positionsdaten nicht notwendig, da hier sensorbedingt ein stabiles Signal vorliegt.



1. Seilwinde
2. Umlenkrolle mit Drehwinkelsensor
3. Inclinometerwagen
4. Inclinometersensor
5. Nadelhämmer für die Reinigung

Abbildung 16: Inclinometerwagen mit Seilrolle zur Positionsmessung

Die Aufbereitung und Auswertung der Rohdaten erfolgt in einem Messrechner. Dazu werden vom IO-Link Busmaster die Daten per MQTT-Protokoll an den MQTT-Server, dem

sogenannten MQTT-Broker gesendet. Die Auswerteanwendung bekommt die Daten dann ebenfalls per MQTT. Der große Vorteil bei der Verteilung der Daten über einen MQTT-Broker ist, dass es eine zeitliche Entkopplung zwischen Datenerfassung und Auswertung entsteht, da der Broker die empfangenen Daten puffert und dann weiterleitet. Ein weiterer Vorteil liegt im Publisher/Subscriber Modell der Datenverteilung. So lassen sich die Rohdaten, die an den Broker gesendet werden, in nahezu beliebigen Anwendungen asynchron weiterverarbeiten. Der IO-Link Busmaster nimmt die Rolle des Publishers ein und veröffentlicht seine Daten auf dem MQTT-Broker. Die Auswertesoftware, oder auch mehrere Anwendungen nehmen dann die Rolle des Subscribers ein und bekommen vom Broker die Daten gesendet, für die sie sich angemeldet haben.

Die eigentliche Anwendung, die die Daten aufbereitet und auswertet ist mit NodeRed erstellt und führt die Datenfilterung, das Mapping von Position und Neigungswert sowie die Datenspeicherung durch.

2.4 Weiterentwicklung des Inclinometerwagens

Aktuell befindet sich der Inclinometerwagen in einem Zustand eines Funktionsdemonstrators, mit dem die Teilfunktionen der Reinigung, Messung und Auswertung überprüft und optimiert werden. So wird aktuell der Reinigungsprozess hinsichtlich der Prozessstabilität optimiert, um auch auf schwierigen Untergründen mit viel Belag oder auch Beschädigungen in der Oberfläche ein stabiles Reinigungsergebnis zu erzielen.

Auch der Haftmechanismus wird derzeit überarbeitet, damit sich der Spalt zwischen den Magneten und der Spundwand weniger stark mit metallischen Reinigungspartikeln zusetzt.

Bei der automatisierten Messung werden in folgenden Tests die Leistungsfähigkeit weiter optimiert und nachgewiesen werden. Dabei muss gezeigt werden, dass der automatische Prozess mindestens so gut und stabil ist wie der händische Prozess.

Außerdem wird an der automatischen Datenübertragung ins MONI Portal und einer GNS basierten Lokalisierung des Wagens gearbeitet, um die manuelle Positionseingabe der Messposition am Kai zu vereinfachen.

Langfristig wird angestrebt den Inclinometerwagen zu einem skalierbaren Produkt weiterzuentwickeln, welches dann als neues Standardwerkzeug zur Beurteilung des Zustands einer Kaimauer auch über den Hamburger Hafen hinaus eingesetzt werden kann.

3 Zusammenfassung

Das vorliegende Paper gibt einen Überblick über die Funktionen und Möglichkeiten, die sich durch den Einsatz des von der HPA entwickelten Portals MONI ergeben. Es wird auch gezeigt, welche möglichen Perspektiven sich aus der Zusammenführung von verschiedenen Datenquellen für die Qualität und Leistungsfähigkeit in der Bewertung und Analyse des Zustands von Kaimauern ergibt.

Mit der Vorstellung des Inclinometerwagens, zur automatisierten Aufnahme von Verformungsdaten an der Kaimauer, wird eine innovative Lösung präsentiert, die ein wichtiger Baustein in der wirtschaftlichen und effizienten Datenerhebung des Bauwerkszustands ist.

Autoren

Dipl.-Ing. Rico Priewe

rico.priewe@hpa.hamburg.de

Hamburg Port Authority AöR
Neuer Wandrahm 4
20457 Hamburg

Prof. Dr.-Ing. Christian Schlosser

christian.schlosser@automation-security-consulting.de

Automation Security Consulting
Seevenweg 18
21266 Jesteburg

ALLNAMICS.COM



ALLNAMICS EXPERTEN FÜR GEOTECHNIK UND PFAHLPRÜFUNG

RAMMANALYSE UND -PROGNOSE FÜR IMPULSRAMMUNGEN (PDA & PDP)

RAMMANALYSE UND -PROGNOSE FÜR VIBRATIONSRAMMUNGEN (VDA & VDP)

ONSHORE - NEARSHORE - OFFSHORE

PFAHLPRÜFUNG

STATISCHE, DYNAMISCHE UND STATRAPID LOAD TESTING

DURCHFÜHRUNG VON MESSKAMPAGNEN IN DER GEOTECHNIK

IHR PROFESSIONELLER PARTNER BEI GEOTECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN



Verbundspannung zwischen Spundwand und injiziertem Füllboden bei Austauschbohrungen

Daniel Reinert ¹, Achim Schneider ², Markus Herten ¹

¹ Bergische Universität Wuppertal, LuFG Geotechnik

² Bundesanstalt für Wasserbau, Karlsruhe

1 Einleitung

In Fällen, in denen Fels oder andere schwer durchdringbare Bodenschichten anstehen, wird häufig auf Austauschbohrungen als Einbringhilfe für Spundwände zurückgegriffen. Hierbei erfolgt ein vollständiger Austausch des anstehenden Bodens in der Achse der späteren Spundwand mit einem gut rammbaren und grobkörnigen Material, in welches die Spundbohlen nachträglich eingebracht werden. Soll darüber hinaus innerhalb der Austauschbohrung ein hydraulischer Abschluss zur Vermeidung von Umläufigkeiten hergestellt werden, kann der Porenraum des Austauschmaterials im Fußbereich nachträglich mit Zementleim oder Dichtwandmasse injiziert werden.

Um eine Abtragung der Vertikalkräfte gemäß EAU (2020) Kapitel 8.2.5.6 „Versagen durch Vertikalbewegung“ bzw. EAB (2021) Kapitel 4.8 „Nachweis der Abtragung von Vertikalkräften“ nachweisen zu können, muss der vertikale Widerstand der Spundwand bekannt sein (vgl. Abbildung 1). Bei einer klassischen Einbringung der Spundbohlen in den Baugrund ohne Einbringhilfe liefern die EAU mit den Tabellen 8.11 und 8.12 und die EAB mit den Tabellen 10.1. und 10.2 im Anhang A 10 die Werte für den ansetzbaren Spitzendruck und Mantelreibung verschiedener Böden.

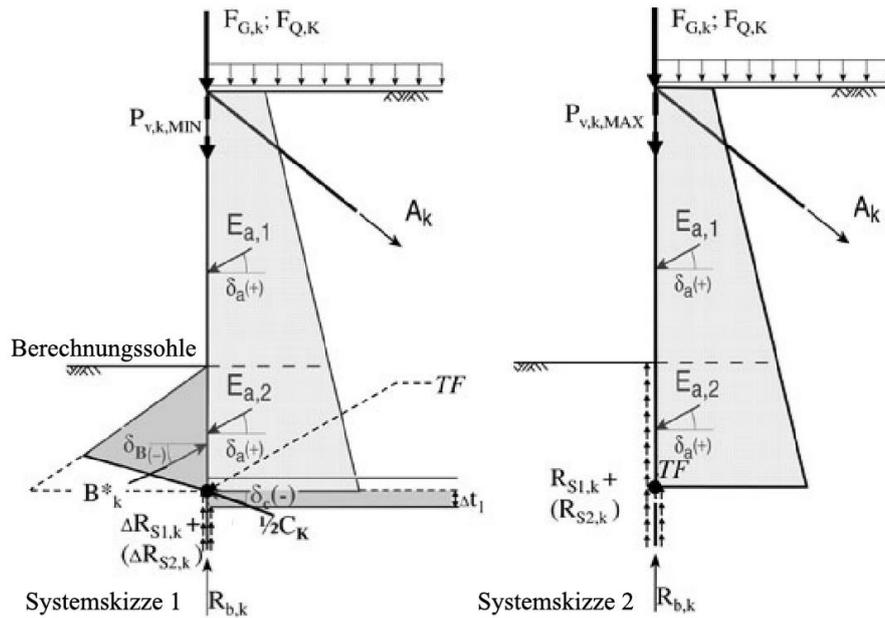


Abbildung 1: Ansatz der Einwirkungen und Widerstände am Beispiel einer eingespannten Wand (EAU 2020, Abb. 8.38)

Wird die Spundwand mithilfe von Austauschbohrungen eingebracht, sind anstelle der Schichtgrenze zwischen Spundwand und Baugrund sowohl die Schichtgrenze zwischen Austauschmaterial und Baugrund (Abbildung 2 b) als auch zwischen Spundwand und Austauschmaterial (Abbildung 2 c) zu berücksichtigen.

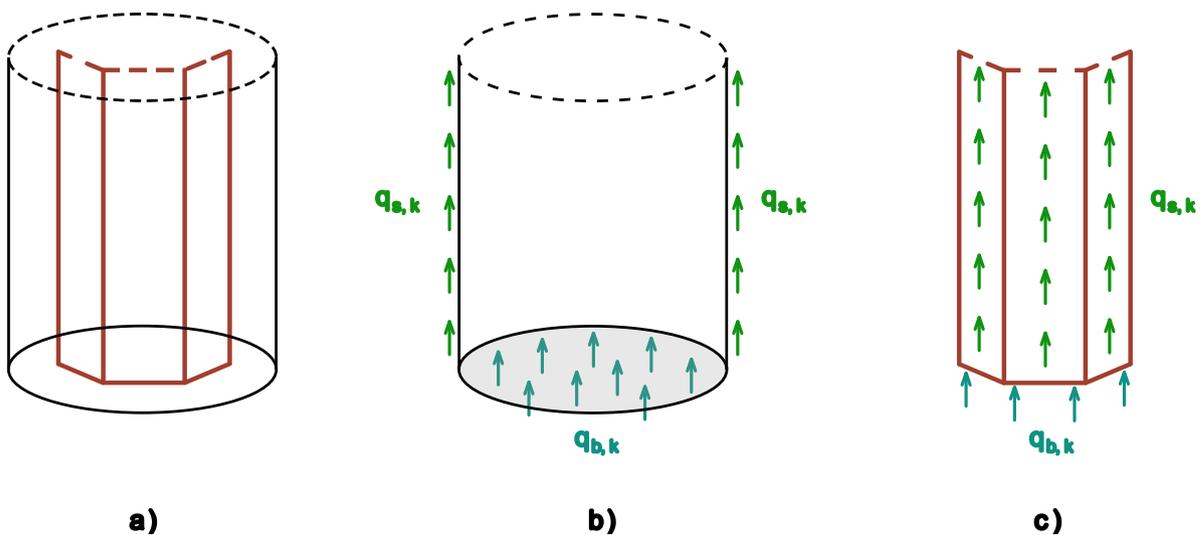


Abbildung 2: In eine Vorbohrung eingestellte Spundwand (a), Mantelreibung und Spitzendruck beim Bohrpfahl (b) und bei der Spundwand (c)

Unter der Voraussetzung, dass das Austauschmaterial eine ausreichende Festigkeit besitzt und eine Kraftübertragung von der Spundwand auf das Austauschmaterial gewährleistet ist, kann der Nachweis an der Schichtgrenze zwischen Austauschmaterial und Baugrund analog zu gebohrten Ortbetonpfählen entsprechend EA-Pfähle (2012) erfolgen. Für den Nachweis der Übertragung der Vertikalkräfte von der Spundwand auf das Austauschmaterial gibt es jedoch bisher keine Empfehlungen.

Tabelle 6.6 von DIN EN 1994-1-1 gibt Bemessungswerte für die Verbundspannungen T_{Rd} von teilweise einbetonierten Stahlprofilen an. Bei Bauteilen mit Flanschen dürfen an den Innenflächen der Flansche Verbundspannungen angesetzt werden. Spundwände müssen jedoch aufgrund ihrer Geometrie näherungsweise als Stege eines Stahlprofils angesehen werden. Nach DIN EN 1994-1-1 dürfen an solchen Bauteilen keine Verbundspannungen berücksichtigt werden.

Nach Untersuchungen an gerammten Verpresspfählen von Kempfert et.al. (2011) können jedoch an allen Flächen der Profile Verbundspannungen berücksichtigt werden. Aus den Ergebnissen resultierend dürfen gemäß Kapitel A 7.8.10.3 von DIN SPEC 18538 bei Verpressmörtel- (VM-), Rammverpress- (RV-) und Rüttelinjektions- (RI-) pfählen mit I-Profilen an Flansch und Steg Bemessungswerte der Verbundspannung von $T_{Rd,1} = 0,2 \text{ N/mm}^2$ angesetzt werden. Für alle anderen Profile darf $T_{Rd,2} = e_0 \times \mu / 1,1$ mit e_0 als Erdruchdruck in entsprechender Tiefe und $\mu = 0,5$ für walzraue Stahlprofile verwendet werden. Beide Ansätze dürfen nur Anwendung finden, wenn der Verpressmörtel eine Mindestdicke von 25 mm und eine Würfeldruckfestigkeit von $f_{c,cube} \geq 25 \text{ N/mm}^2$ aufweist. Überträgt man diesen Ansatz auf Spundwände, dürfen für die Kraftübertragung einer Spundwand auf das mit Zementleim injizierte Austauschmaterial keine Verbundspannungen berücksichtigt werden. Der Nachweis der Übertragung der Vertikalkräfte auf das Austauschmaterial müsste ausschließlich über Reibungskräfte infolge Erdruchdruck erfolgen.

Um diesen Ansatz zu überprüfen, wurden an der Bergischen Universität Wuppertal in Kooperation mit der Bundesanstalt für Wasserbau Versuchsreihen zur Ermittlung der Verbundspannungen mit verschiedenen Austauschmaterialien auf Stahlplatten durchgeführt.

2 Modellversuche

2.1 Austauschmaterial Kies

Als Referenzwert wurde zunächst der Reibungswinkel des häufig als Verfüllmaterial verwendeten wassergesättigten 5/8 mm Quarzkieses (Abbildung 3 a) mit einem Großrahmenschergerät (Scherfläche 300x300 mm) bestimmt. Darauf aufbauend erfolgten weitere Versuche, bei denen die Scherfuge im Bereich der Schichtgrenze zwischen wassergesättigtem Kies und blanken Stahlplatten (Abbildung 3 b & Abbildung 4) eingestellt wurde.

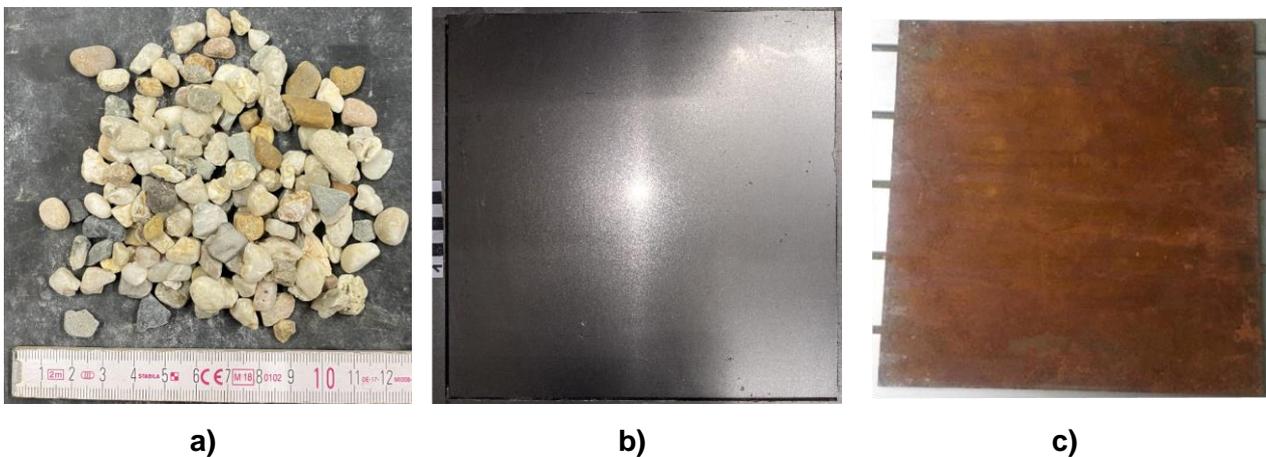


Abbildung 3: Verwendete Materialien: 5/8 mm Kies (a), blanken Stahlplatte (b), korrodierte Stahlplatte (c)

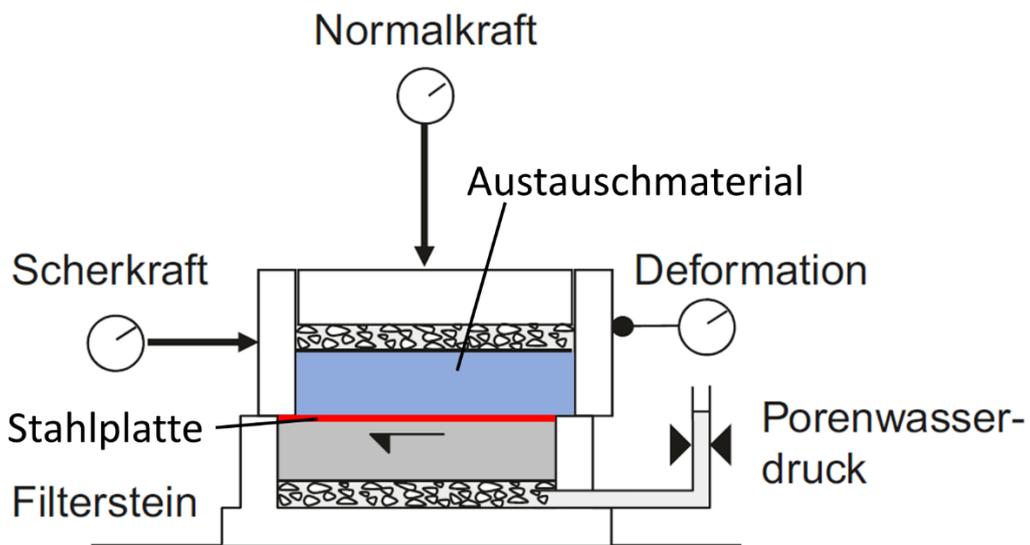


Abbildung 4: Großrahmenschergerät (Genske 2021, Bild 7.40 verändert)

Für den reinen Kies konnte für die Restscherfestigkeit ein Winkel von $\varphi \approx 41^\circ$ bestimmt werden, für die Reibung zwischen Kies und Stahl wurde ein Reibungsbeiwert von $\mu = \tan 28^\circ$ (Abbildung 5) ermittelt. Die Korrelationen für beide Versuchsreihen sind mit $R^2 = 0,99$ bzw. $0,97$ sehr gut.

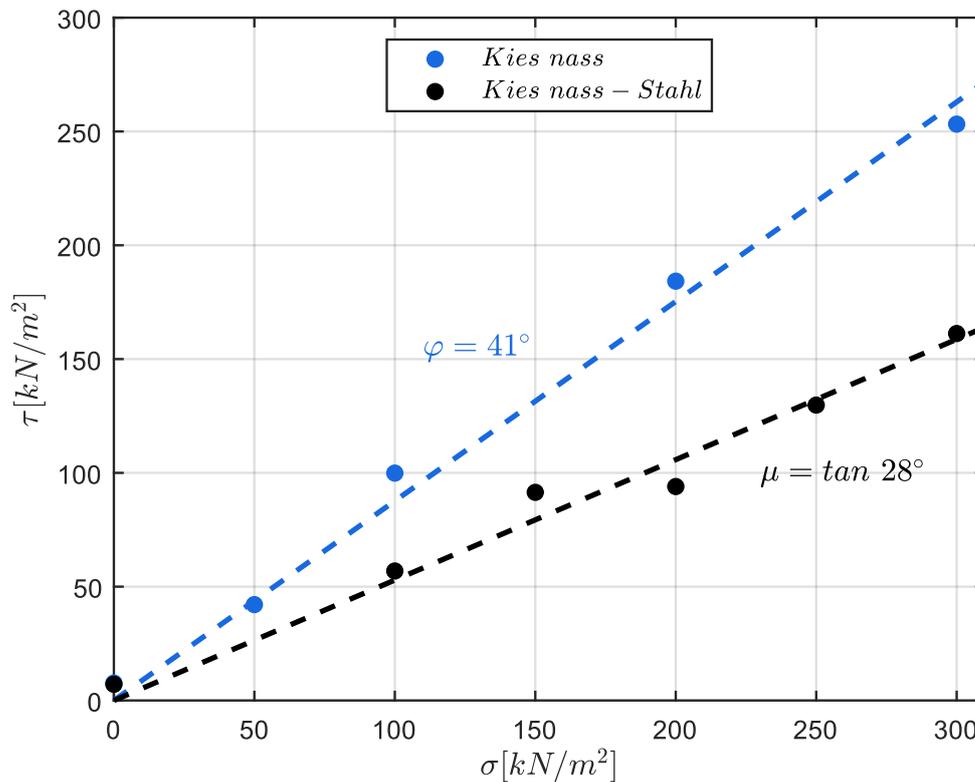


Abbildung 5: Direkte Scherversuche mit reinem Kies und Kies auf blanker Stahlplatte

2.2 Austauschmaterial Kies mit Zementleim bzw. reiner Zementleim

2.2.1 Versuchsaufbau, Durchführung und Auswertung

Um den Einfluss des Injektionsmaterials auf den Reibungswinkel und die mobilisierbaren Verbundspannungen zwischen Stahl und Austauschmaterial zu untersuchen, wurden Probekörper mit Zementleim injiziert. Zur weiteren Untersuchung des Einflusses der Oberflächenbeschaffenheit wurden sowohl blanke als auch korrodierte Stahlplatten (Abbildung 3 c) verwendet. Der Herstellungsvorgang der Probekörper ist in Abbildung 6 dargestellt und setzt sich aus folgenden Einzelschritten zusammen.

- a) Seitliches Einstellen einer Stahlplatte von 297 x 297 x 3 mm in eine oben offene Schalung mit einem Volumen von 297 x 400 x 51 mm.
- b) Einstellen einer Injektionslanze und Einbau von 5/8 mm Kies, daran anschließend Wassersättigung des Porenraums
- c) Einbau eines Auflastfilters gegen Aufschwimmen und Injektion des Porenraums durch die Injektionslanze mit einem hydrostatischen Verpressdruck von ca. 3 bar
- d) Ausschalen und Absägen des oberen Bereichs des Probekörpers mit ggf. inhomogen gefülltem Porenraum

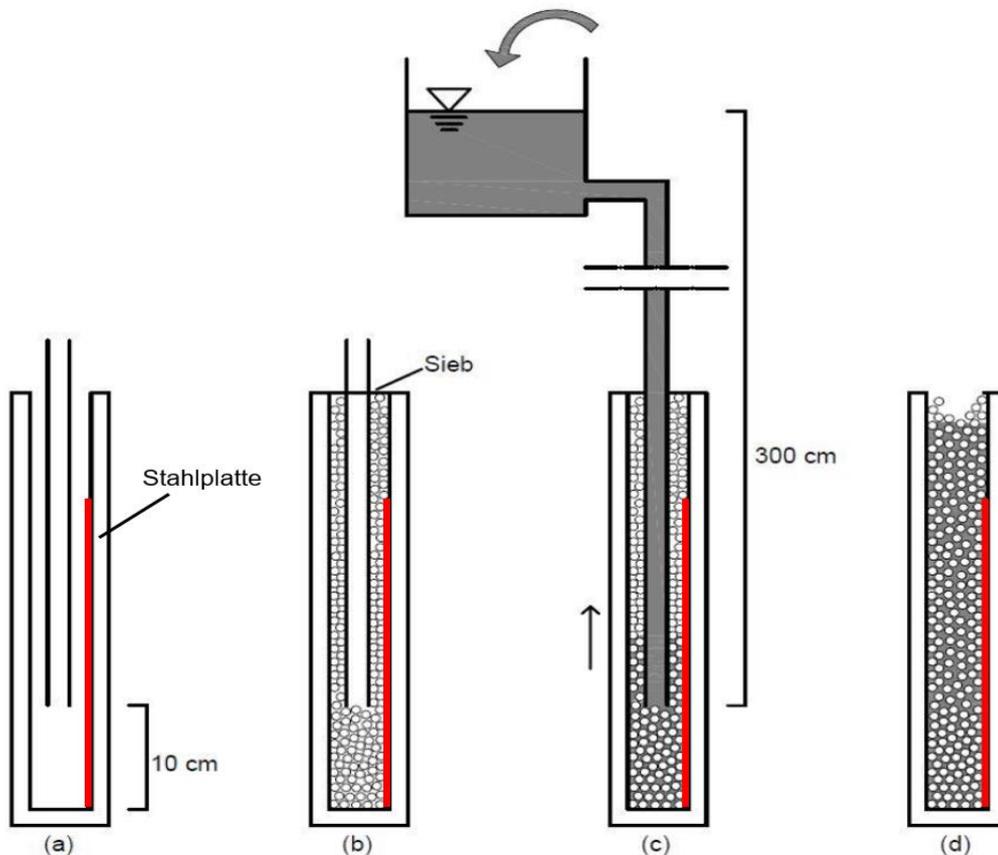


Abbildung 6: Herstellungsablauf injizierter Proben (Reinert 2020)

Zusätzlich wurden Probekörper hergestellt, bei denen das Austauschmaterial ausschließlich aus Zementleim bestand. Dafür wurden Stahlplatten gemäß Abbildung 6 a in Schalungen eingestellt und die Schalung anschließend mit Zementleim vergossen.

Die Probekörper wurden nach 28 Tagen Wasserlagerung so eingebaut, dass die Stahlplatte durch den unteren Rahmen des Schergerätes horizontal gehalten wird und der anhaftende Teil aus injiziertem Austauschmaterial im oberen Rahmen horizontal fixiert ist (Abbildung 4). Die Scherfuge wird dadurch analog zu den Versuchen an reinem Kies an der Grenze Stahlplatte/Austauschmaterial erzwungen.

Zur Bestimmung der Verbundspannungen wurden bei allen Scherversuchen sowohl die Restscherspannungen als auch die Peakscherspannungen ausgewertet. Die Restscherspannung wurde dabei als Scherspannung am Ende eines Scherversuches definiert. Die Peakscherspannung entspricht dem Maximalwert vor einem abrupten Scherspannungsverlust, bzw. dem lokalen Maximum sofern kein solcher Spannungsverlust gemessen werden konnte. In Abbildung 7 sind exemplarisch die Spannungs-/Verschiebungskurven aus zwei Scherversuchen dargestellt.

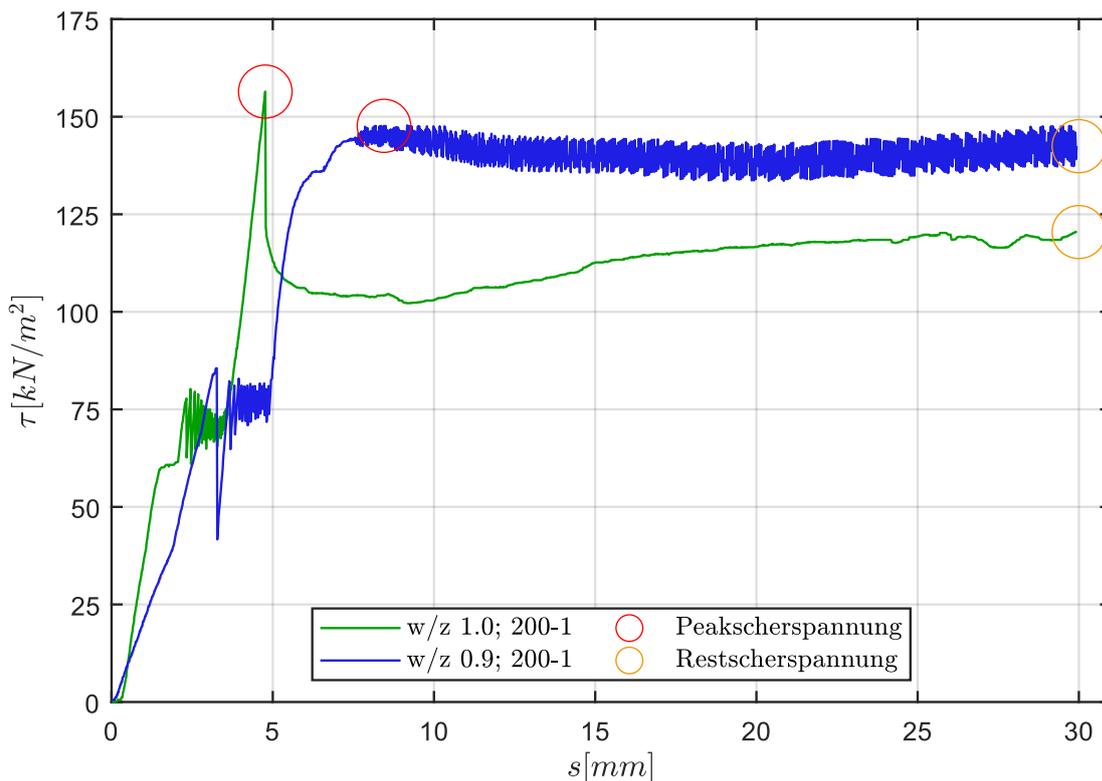


Abbildung 7: Spannungs-/Verschiebungskurven; Zementleim-Kies abgesichert auf einer blanken Stahlplatte unter 200 kN/m^2 Auflastspannung

2.2.2 Ergebnisse für Austauschmaterial Kies mit Zementleim injiziert

Für die Versuchsreihen wurde Zement der Sorte CEM III/B 42,5 N-LH/SR verwendet und der w/z-Wert des Zementleims zwischen 0,6 und 1,0 variiert. Bei Versuchen ohne Auflast mit korrodierten Stahlplatten (Abbildung 3 c) und Zementleim mit w/z-Werten von 1,0 und 0,8 war die Verbundspannung zwischen Stahlplatte und Injektionskörper größer als die maximal aufbringbare Scherkraft des Rahmenschergeräts. Die Stahlplatte und der Injektionskörper konnten nicht gegeneinander abgeschert werden. Die aus der maximalen Scherkraft und der Scherfläche ermittelte mittlere Verbundspannung an der Grenzfläche lag damit oberhalb von $\tau = 0,65 \text{ N/mm}^2$. Bei Versuchen mit einem w/z-Wert von 0,6 aber sonst unter gleichen Bedingungen konnten dagegen zwei von drei Proben abgeschert werden. Die gemittelten Verbundspannungen lagen hier bei $\tau = 0,35 \text{ N/mm}^2$ bzw. $\tau = 0,46 \text{ N/mm}^2$.

Weitere Versuchsreihen mit blanken Stahlplatten (Abbildung 3 Mitte) und veränderlichen Auflastspannungen zeigten für alle untersuchten w/z-Werte eine große Streuung der gemessenen Peakscherspannungen (Abbildung 8, links). Bei einzelnen Proben wurde bereits vor Versuchsbeginn beim Ausschalen der Proben ein vollständiges oder teilweises Ablösen der Platte von dem Injektionskörper beobachtet, was die Ursache für die starke Streuung der Versuchsergebnisse sein kann.

In Abbildung 8 sind die gemessenen Peak- und Restscherspannungen dargestellt. Die Grenzlinie wurde so gewählt, dass nahezu alle Versuchswerte über dieser liegen. Die Steigung der Linie entspricht einem Reibungsbeiwert $\mu = \tan 30^\circ$. Dieser Wert ist geringfügig höher als der von reinem Kies auf blanker Stahlplatte ($\mu = \tan 28^\circ$).

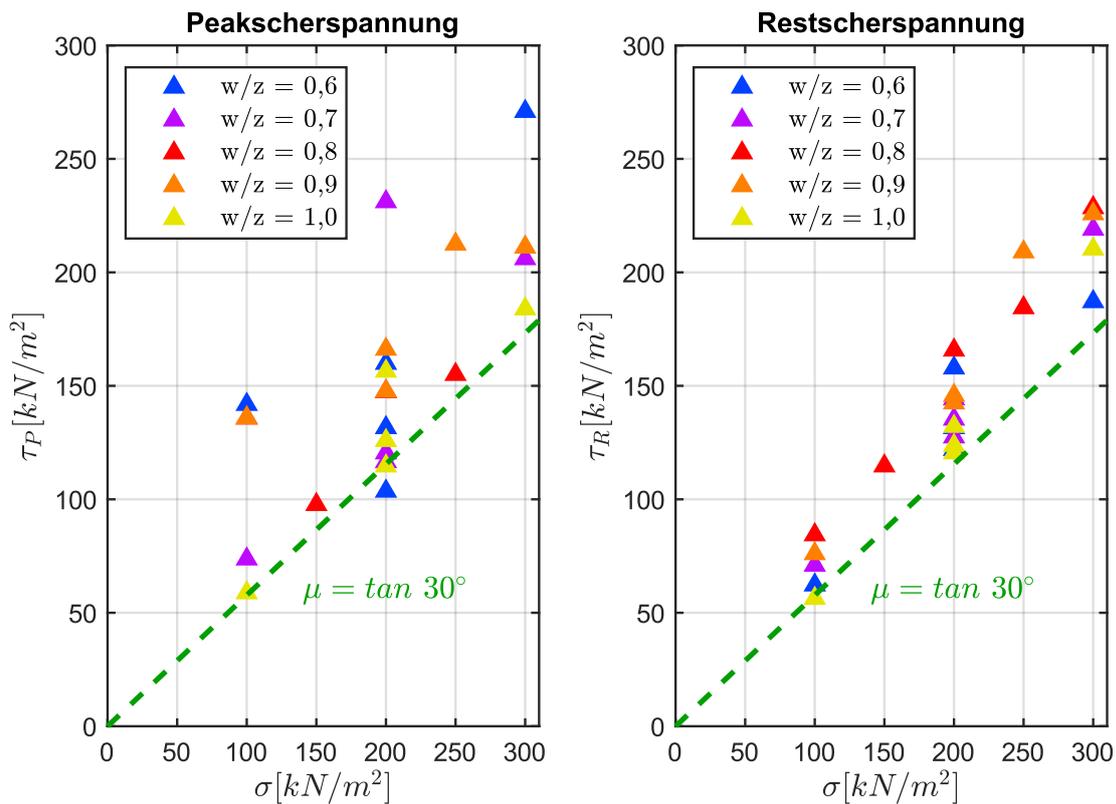


Abbildung 8: Direkte Scherversuche mit Kies-Zementleim auf blanker Stahlplatte

Um festzustellen, welche Druckfestigkeiten mit den jeweiligen Mischungen erreicht werden, wurden nach dem o.g. Herstellungsprinzip zylindrische Probenkörper mit einem Durchmesser von 93 mm bzw. 104 mm hergestellt und 28 Tage lang unter Wasser gelagert. Anschließend wurde die einaxiale Druckfestigkeit q_u an 150 mm hohen Probenkörpern ermittelt. Es zeigte sich, dass sich die Druckfestigkeiten mit zunehmenden w/z-Werten ähnlich zu Betonproben nach Walz-Diagrammen (Stark et.al. 2013) unterlinear verringerten (Abbildung 9). Bei dem geringsten w/z-Wert von 0,6 wurde die nach DIN SPEC 18538 geforderte Druckfestigkeit von 25 N/mm² als Mittelwert gerade noch erreicht. Bei höheren Wasseranteilen im Zementleim lag die Druckfestigkeit jedoch deutlich unter diesem Grenzwert (w/z = 0,9 bzw. 1,0 unter 10 N/mm²).

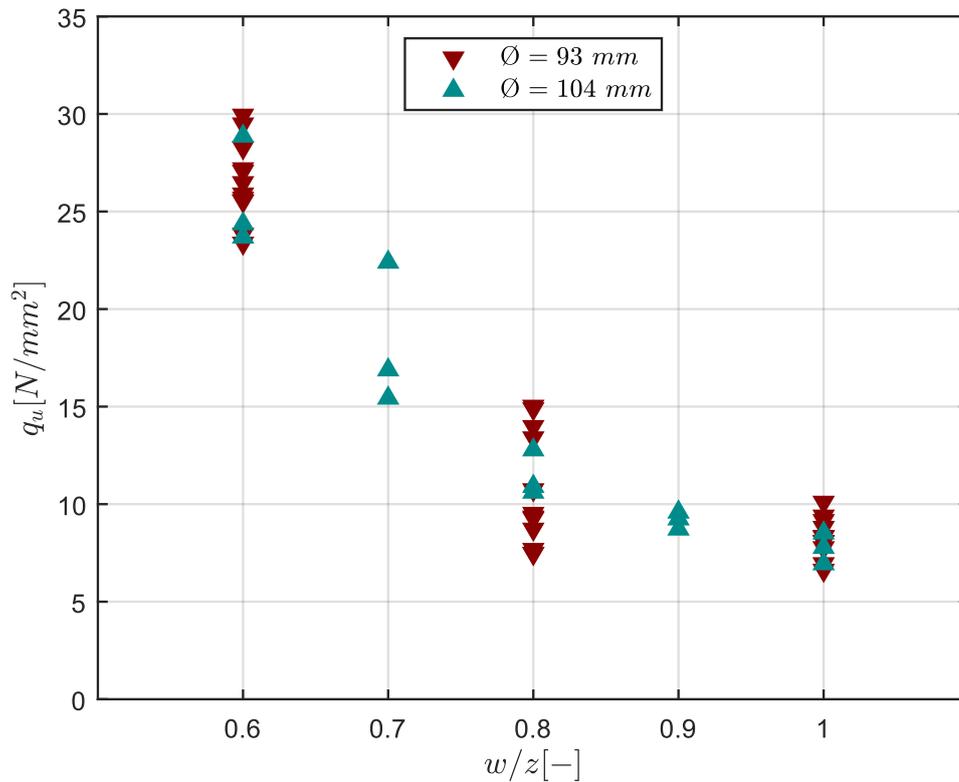


Abbildung 9: Einaxiale Druckfestigkeiten von Kies-Zementleim

2.2.3 Ergebnisse für Austauschmaterial ausschließlich aus Zementleim

Die Versuche mit auf Stahlplatten ausgehärtetem reinen Zementleim ($w/z = 0,7$) führten schon vor Versuchsbeginn bei allen Proben zu einem vollständigen Ablösen des Zementsteins von den Stahlplatten. Es wird vermutet, dass das Ablösen durch Schwinden des Zementleims verursacht wurde, da die stützende und das Schwinden behindernde Wirkung des Kiesgerüsts nicht vorhanden war.

Unter einer Auflastspannung von 200 kN/m^2 konnte eine minimale Restreibung von $\mu = \tan 25^\circ$ abgeleitet werden.

2.3 Austauschmaterial Kies mit Dichtwandmasse bzw. reine Dichtwandmasse

2.3.1 Versuchsaufbau und Durchführung

Als weiteres Austauschmaterial wurde ein Kies-Dichtwandmasse-Gemisch untersucht.

Anstelle des Zements wurden verschiedene Dichtwandfertigmischungen der Produktreihe Dyckerhoff SOLIDUR mit Feststoffgehalten von 250 kg/m^3 („274 S“) und 400 kg/m^3 („275“) verwendet. Die Herstellung der Probekörper erfolgte analog zu den Versuchsreihen mit Zementleim. Zusätzlich wurden für die untersuchten Mischungen auch Versuche mit reiner DWM ohne Kies durchgeführt, mit denen der Fall einer in eine Dichtwand eingestellten Spundwand simuliert werden sollte. Tabelle 1 fasst die untersuchten Variationen hinsichtlich der verwendeten Dichtwandmassen und der Herstellungsverfahren zusammen.

Mit Proben aller Herstellvarianten wurden Scherversuche mit blanken Stahlplatten durchgeführt.

2.3.2 Ergebnisse für Austauschmaterial Kies mit Dichtwandmasse

Alle Versuche konnten bis zum Bruch gefahren werden. Zur Bestimmung von unteren Grenzwerten der Verbundspannungen wurde zunächst auf der sicheren Seite liegend anhand der Restscherspannungen der Reibungswinkel nach der Methode der kleinsten Quadrate ermittelt (Abbildung 10, rechts). Hierbei wird deutlich, dass die Reibung der Dichtwandmasse-Kies-Proben mit $\mu = \tan 18^\circ$ bzw. $\tan 23^\circ$ weit unter der von Zementleim-Kies auf Stahl bzw. von reinem Kies auf Stahl liegt.

Im nächsten Schritt wurde für jede Versuchsreihe mit diesem Winkel eine Geradengleichung der Grenzlinie ermittelt, bei der alle gemessenen Peakscherspannungen oberhalb dieser Linie liegen (Abbildung 10, links).

Als Verbundspannung konnten mit dieser Methode je nach Feststoffkonzentration der Dichtwandmasse Mindestwerte zwischen 40 kN/m^2 und ca. 58 kN/m^2 bestimmt werden (vgl. Tabelle 1).

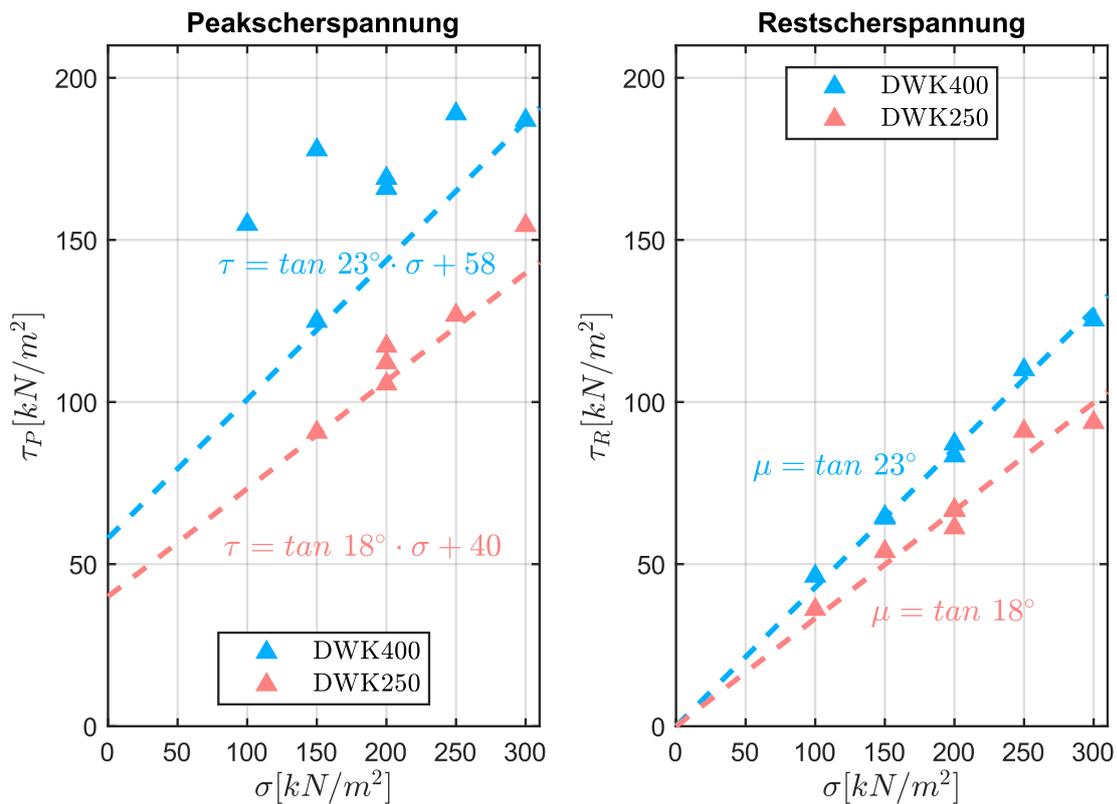


Abbildung 10: Direkte Scherversuche mit Kies-Dichtwandmasse auf blanker Stahlplatte

2.3.3 Ergebnisse für Austauschmaterial ausschließlich aus Dichtwandmasse

Bei der Versuchsreihe mit reiner Dichtwandmasse konnte bei allen Versuchen ein Bruch festgestellt werden.

Die Auswertung der Restscherspannungen analog zu Kapitel 2.3.2 ergab sowohl für die Dichtwandmasse mit einem Feststoffgehalt von 250 kg/m³ als auch 400 kg/m³ eine Reibung von $\mu = \tan 18^\circ$ (Abbildung 11, rechts). Die ermittelten Mindestwerte der Verbundspannungen aus der Auswertung der Peakspannungen lagen je nach Feststoffkonzentration zwischen 15 kN/m² und 48 kN/m² (Abbildung 11, links).

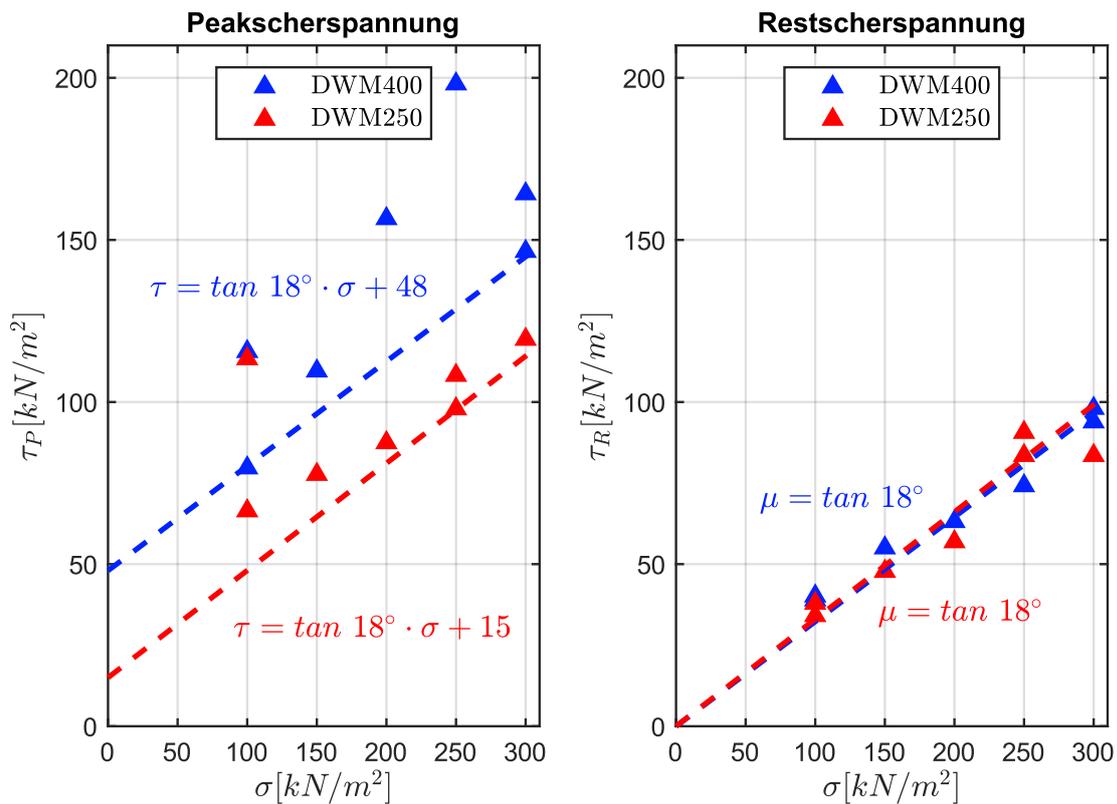


Abbildung 11: Direkte Scherversuche mit Dichtwandmasse auf blanker Stahlplatte

Insgesamt konnten bei den Versuchsreihen mit Kies bzw. bei Proben mit hohem Feststoffanteil der Dichtwandmasse höhere Verbundspannungen ermittelt werden als bei Proben ohne Kies bzw. mit geringerem Feststoffanteil.

Tabelle 1: Untersuchte Variationen mit Dichtwandmassen

Bezeichnung	Verwendetes Produkt	Herstellungsverfahren	Abgeleitete Verbundspannung [kN/m ²]
DWM250	SOLIDUR 274 S	Reine Dichtwandmasse	15
DWM400	SOLIDUR 275		48
DWK250	SOLIDUR 274 S	Injektion von Dichtwandmasse in Kies	40
DWK400	SOLIDUR 275		58

2.3.4 Ergänzende einaxiale Druckfestigkeitsuntersuchungen

Zusätzlich durchgeführte einaxiale Druckfestigkeitsversuche für die nach Tabelle 1 untersuchte Versuchsreihen zeigten in Abhängigkeit vom Feststoffgehalt der Mischungen ein ähnliches Verhalten wie die Scherversuche. Mit zunehmendem Feststoffgehalt konnten auch höhere Druckfestigkeiten gemessen werden, jedoch lagen alle Ergebnisse erwartungsgemäß mit Maximalwerten von ca. $q_u = 1 \text{ N/mm}^2$ deutlich unter denen der Proben mit Zementleim. Zusätzlich konnte beobachtet werden, dass insbesondere bei den Proben mit geringem Feststoffgehalt die Druckfestigkeit durch Kies stark verringert wurde (Abbildung 12). Bei Proben mit höherem Feststoffgehalt war dieser Trend ebenfalls zu beobachten, jedoch in geringerem Ausmaß. Als Ursache können die Kontaktzonen zwischen Dichtwandmasse und Kieskörnern angesehen werden, welche besonders bei Proben mit geringem Feststoffanteil kaum Verbundspannungen ausbilden können und bei Belastung der Probe infolge Querkzug versagen (Abbildung 13).

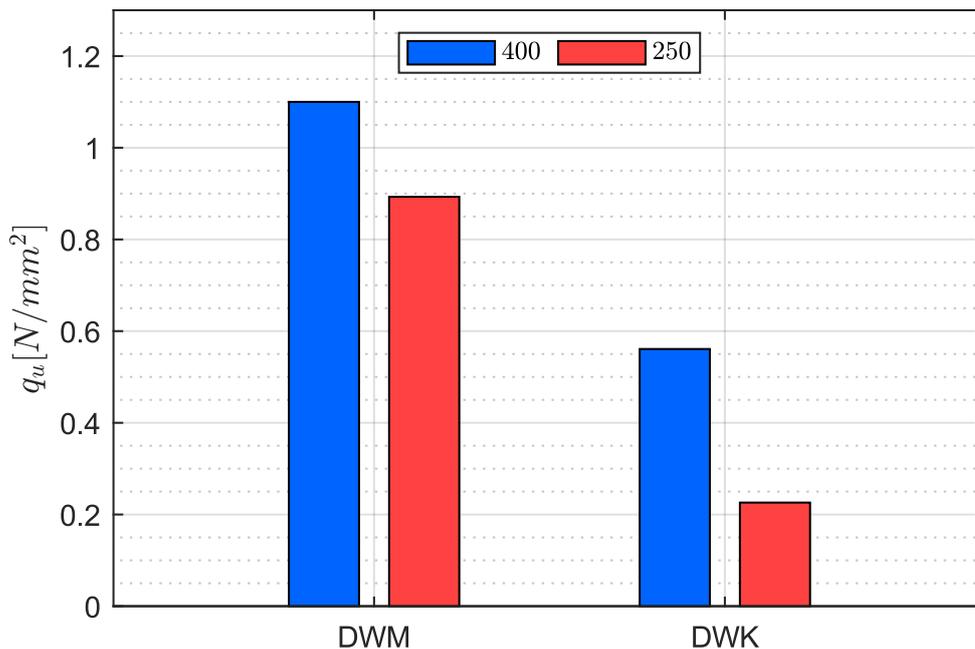


Abbildung 12: Einaxiale Druckfestigkeiten von Dichtwandmasse und Kies-Dichtwandmasse



Abbildung 13: Bruchverhalten infolge einaxialer Druckbelastung: links Dichtwandmasse, rechts Kies mit Dichtwandmasse injiziert

3 Zusammenfassung

Die Versuchsreihen mit einem Zementleim-Kies-Gemisch als Austauschmaterial konnten unter Verwendung von korrodierten Stahlplatten teilweise Verbundspannungen von über $0,65 \text{ N/mm}^2$ belegen. Scherversuche mit blanken Stahlplatten zeigten dagegen, dass die Verbundspannungen, unabhängig vom w/z-Wert des verwendeten Zementleims, einer starken Streuung unterliegen. Ein belastbarer Wert für Verbundspannungen konnte auf dieser Basis nicht abgeleitet werden. Stattdessen lies sich basierend auf den Restscherspannungen zwischen Stahl und Austauschmaterial ein Reibungsbeiwert von $\mu = \tan 30^\circ$ ermitteln, der nur geringfügig höher ist als der Reibungsbeiwert zwischen Stahl und reinem Kies ($\mu = \tan 28^\circ$).

Weitere Versuchsreihen mit Dichtwand-Kies-Gemischen und reiner Dichtwandmasse ergaben deutlich geringere Reibungsbeiwerte von $\mu = \tan 18^\circ$ bis $\tan 23^\circ$. Im Gegensatz zu den Versuchen mit Zementleim konnten dabei jedoch bei allen Versuchen Verbundspannungen zwischen 15 kN/m^2 und 58 kN/m^2 gemessen werden.

Literatur

DIN EN 1994-1-1:2010-12; Eurocode 4: Bemessung und Konstruktion von Verbundtragwerken aus Stahl und Beton – Teil 1-1: Allgemeine Bemessungsregeln und Anwendungsregeln für den Hochbau; Deutsche Fassung EN 1994-1-1:2004 + AC:2009

DIN SPEC 18538:2012-02; Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 12699:2001-05, Ausführung spezieller geotechnischer Arbeiten (Spezialtiefbau) – Verdrängungspfähle

EAB; Empfehlungen des Arbeitskreises „Baugrube“, *EAB 6. Auflage, DGGT, Ernst&Sohn, 2021*

EAU; Empfehlungen des Arbeitsausschusses „Ufereinfassungen“ Häfen und Wasserstraßen, *EAU 2020, DGGT, HTG, Ernst&Sohn, 2020*

EA-Pfähle; Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“, *EA-Pfähle 2012, DGGT, Ernst&Sohn, 2012*

Genske, D. D; Ingenieurgeologie – Grundlagen und Anwendung, *3. Auflage, Springer Spektrum, 2021*

Kempfert, H.-G.; Lüking, J.; Mardfeldt, B.; Zum Ansatz von Verbundspannungen bei Verpressmörtelpfählen, *Bauingenieur, Band 86, S. 464-474, 2011*

Reinert, D.; Untersuchungen zum Bodenaustausch mit einem Kies-Zementleimgemisch im Bohrloch als Einbringhilfe für Spundwände. *Bachelor-Thesis am Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik, Bergische Universität Wuppertal., 2020*

Stark, J.; Wicht, B.; Dauerhaftigkeit von Beton. *Springer-Verlag, Berlin, 2013*

Autoren

Daniel Simon Reinert, M.Sc.

reinert@uni-wuppertal.de

Univ.-Prof. Dr.-Ing. Markus Herten

herten@uni-wuppertal.de

Lehr- und Forschungsgebiet Geotechnik

Bergische Universität Wuppertal

www.geotechnik.uni-wuppertal.de

Pauluskirchstraße 7, 42285 Wuppertal

Tel.: 0202 439 4056

Dipl.-Ing. (FH) Achim Schneider

achim.schneider@baw.de

Bundesanstalt für Wasserbau

www.baw.de

Kussmaulstraße 17, 76187 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726 0

The global leader in connectivity for remote monitoring

Automate your data collection and stream your data wirelessly from any sensor in geotechnical, structural, environmental and process monitoring



THREADX3

Connect data-intensive sensors and stream data via broadband communications with the ThreadX3



VIBRATING WIRE DATA LOGGER

Automate data collection of your piezometers, extensometers and other vibrating wire instruments



ANALOG DATA LOGGER

Connect crackmeters, temperature probes, pulse counters or any other sensor with analog signal to a 1-channel or 4-channel analog data logger



TILTMETER

Leverage the long-range and low-power capabilities of Worldsensing to monitor track geometry or other structural horizontal movements with a cost-efficient solution



DIGITAL DATA LOGGER

Connect a chain of sensors or other data-intensive, digital sensors to the Worldsensing Digital Logger and stream data securely from places with low connectivity



VIBRATION METER

Provide near real-time information about vibrations to comply with regulatory standards regarding structural integrity and people's comfort



Anwendung geophysikalischer Verfahren zur geotechnischen Charakterisierung am Beispiel des Münchner Untergrunds

Antal Csuka¹, Uta Ködel², Sonja Mackens², Thomas Fechner², Belinda Jessen¹, Stefan Vogt¹, Daniel Rebstock¹, Roberto Cudmani¹

¹ Technische Universität München, Zentrum Geotechnik, Lehrstuhl und Prüfamnt für Grundbau, Bodenmechanik, Felsmechanik und Tunnelbau;

² Geotomographie GmbH, Am Tonnenberg 18,56567 Neuwied, Germany;

1 Einleitung

Im Gegensatz zu konventionellen Baugrundaufschlüssen mit Bohrungen oder Sondierungen können mit geophysikalischen Methoden bei vergleichsweise geringem Aufwand und in kurzer Zeit eine große Menge an Messdaten nicht nur punktuell bzw. entlang einer Linie (Bohrloch), sondern über eine Fläche bzw. ein Volumen gewonnen werden. Demgegenüber steht jedoch, dass an Proben aus Bohrungen oder Schürfen mit bodenmechanischen Laborversuchen direkt auf Parameter zur Modellierung des mechanischen Materialverhaltens geschlossen werden, wobei an die Probenqualität und damit an das Entnahmeverfahren vergleichsweise hohe Anforderungen gestellt sind. Alternativ zu Versuchen an Proben hoher Qualität können einfachere Indexversuche bei Anwendung empirischer Korrelationen oder etablierter Modelle dienen, um Materialparameter abzuleiten. Diese Vorgehensweise gilt auch bei der Auswertung von Messwerten aus Sondierungen. Bei geophysikalischen Methoden ist die indirekte Ableitung von Parametern auf die Größen einer quasi-elastischen Materialantwort beschränkt. Die Ermittlung von Parametern zur Beschreibung des elasto-plastischen Materialverhaltens erfolgt in Verbindung mit der Anwendung konventioneller Aufschlussverfahren zusammen mit Labor- und bzw. oder Feldversuchen wie z.B. Sondierungen.

Werden beide Verfahren kombiniert, können die jeweiligen Vorteile genutzt werden. So wird mit wirtschaftlich vertretbarem Aufwand die Nutzung probabilistischer Betrachtungen bei hoher räumlicher Auflösung für bautechnisch relevante Informationen (z.B. Lokalisierung von Schichtgrenzen, lokalen Einschlüssen bzw. Hohlräumen / Schwachstellen) möglich. Bei Vorhandensein einer ausreichenden Dichte an Ergebnissen aus Labor- und Feldversuchen wie z.B. Sondierungen kann durch geophysikalische Methoden bei Nutzung von Korrelationen auf bodenmechanische Eigenschaften geschlossen werden. Grundlage dafür ist ein vertieftes Verständnis der Methodik geophysikalischer Verfahren wie auch das Vorliegen eines eindeutigen physikalischen Zusammenhangs zwischen den geophysikalischen Messgrößen und den zu charakterisierenden bodenmechanischen Kenngrößen. Für die Kombination der Anwendung und Interpretation geophysikalischer Methoden und bodenmechanischer

Laborversuche dient der Münchener Untergrund mit seinen vergleichsweise heterogenen Schichten der oberen Süßwassermolasse als Demonstrator.

2 Mechanische Grundlage: Dehnungsabhängiger Schubmodul und dessen Ermittlung in Feld und Labor

Die zutreffende Erfassung des von der Scherdehnung γ abhängigen Schubmoduls G – üblicherweise charakterisiert durch die sog. $G(\gamma)$ -Kurve (Abbildung 1) – ist ein bedeutender Baustein zur Modellierung des mechanischen Bodenverhaltens und somit entscheidend für die realitätsnahe Verformungsprognose geotechnischer Randwertprobleme wie Pfahlgründungen, tiefe Baugruben oder Tunnel. Die $G(\gamma)$ -Kurve wird in der Fachliteratur oft in drei für geotechnische Fragestellungen charakteristische Bereiche unterteilt:

- der Bereich der sog. sehr kleinen Dehnungen mit $\gamma \leq \gamma_{t,l}$ wobei $G \rightarrow G_0$, wie sie z.B. bei seismischen Ereignissen infolge schwacher Erdbeben und menschengemachter Erschütterungen niedriger Magnitude auftreten,
- der Bereich $10^{-5} < \gamma \leq 10^{-3}$ oft maßgebend bei stärkeren Erdbeben und vielen Nachweisen zur Gebrauchstauglichkeit im Zusammenhang mit der Begrenzung von Verformungen in der Geotechnik und
- der Bereich großer Dehnungen mit $\gamma > 10^{-2}$, in dem G beginnend nur noch 5 % bis 10 % von G_0 beträgt und bei weiterer Dehnung γ im Bruch bzw. bei Materialversagen zu Null wird, unterschieden.

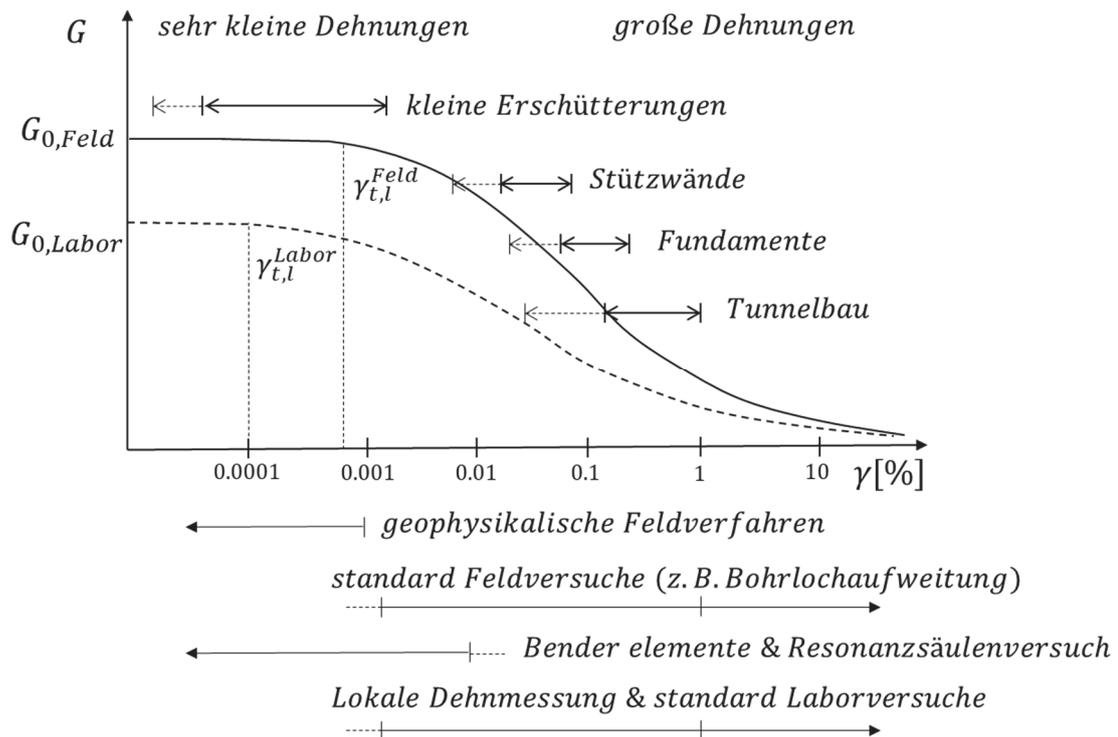


Abbildung 1: Schematische Darstellung einer $G(\gamma)$ -Kurve und Bereiche der Scherdehnung γ , die in spezifischen Labor- und Feldversuche untersucht werden können und die für geotechnische Randwertprobleme typischerweise maßgebend sind; nach Atkinson (2015)

Die Magnitude der Scherdehnung $\gamma_{t,l}$, die den quasi-elastischen vom nichtlinearen Bereich abgrenzt, hängt vom Material ab und liegt zwischen $\gamma_{t,l} < 10^{-5}$ für Sande und $\gamma_{t,l} < 10^{-4}$ für ausgeprägt plastische Tone.

Das Verhalten bei $G \rightarrow G_0$ (Fernfeld) sowie bei $G \rightarrow 0$ (Grenzzustand, große Verformungen) stellen jeweils einen asymptotischen Zustand dar und können für die (vereinfachte) Modellierung des mechanischen Verhaltens genutzt werden.

Je nach Größe der zu erwartenden Scherdehnung γ kommen unterschiedliche experimentelle Methoden zum Einsatz. Im Feld decken die geophysikalischen Methoden den Bereich sehr kleiner Scherdehnungen mit $\gamma \leq 10^{-6}$ ab. Zusammen mit weiteren Feldversuchen, wie z.B. Bohrlochaufweitungsversuche, und geeigneten bodenmechanischen Modellen kann die $G(\gamma)$ -Kurve bis in den Bereich der großen Dehnungen abgeschätzt werden. Analog kann an punktuell gewonnenen Proben im Labor die Bandbreite von sehr kleinen Scherdehnungen γ bis hin zur Ermittlung der Scherfestigkeit bei $G \rightarrow 0$ untersucht werden. Dafür können bodendynamische Versuche (Resonanzsäulenversuche oder Bender Elemente) für sehr kleine bis kleine Dehnungen und für die Ermittlung von G im Bereich mittlerer Dehnungen lokal an Proben angebrachte

Dehnmessgeber in Laborversuchen, wie z.B. dem Triaxialversuch angewendet werden. Ebenfalls u.a. im Triaxialversuch kann der Schubmodul G im Bereich großer Scherdehnung bestimmt werden. Die aus Feldversuchen abgeleitete Schubmodule $G_{0,Feld}$ sowie $G(\gamma)$ -Kurven unterscheidet sich teils erheblich von den im Labor ermittelten $G_{0,Feld}$ und $G(\gamma)$ -Kurven. Zum Beispiel war bei den Untersuchungen von Stokoe & Santamarina (2000) $G_{0,Feld}$ bis zu vier Mal höher als $G_{0,Labor}$ bei gleicher Dichte und Spannungszustand. Hauptgrund dafür ist der steifigkeitserhöhende Anteil der Struktur (z.B. infolge Diagenese, Partikelbrücken und geometrischer Orientierung der Partikel im Gefüge), die bei Probeentnahme zwar in Abhängigkeit des Probenentnahmeverfahrens, Transport und Probeneinbau unterschiedlich stark jedoch stets unvermeidlich gestört wird. Nur aufwendige Entnahmeverfahren erlauben die Entnahme vergleichsweise ungestörter Proben – die Güte der Probe kann somit aus den vergleichenden Messungen von G_0 im Feld und Labor bewertet werden. Der Einfluss der Struktur wirkt sich auch auf den Wert $\gamma_{t,l}$ aus, was zu höheren Werten $\gamma_{t,l}$ bestimmt aus Feldversuchen im Vergleich zu den Werten aus Laborversuchen führt. Dieser Unterschied stellt die Wirtschaftlichkeit eines rein auf Laborversuchen an mehr oder weniger gestörten Proben basierenden geotechnischen Designs zumindest teilweise in Frage. Eine flächige Erfassung mittels geophysikalischer Verfahren erlaubt darüber hinaus die Quantifizierung der stets mehr oder weniger ausgeprägten Variabilität maßgebender bodenmechanischer Kennwerte.

Geophysikalische Methoden können in die zwei Kategorien intrusive oder nicht-intrusive unterteilt werden (Garofalo et al. 2016). Als nicht-intrusives Verfahren gilt, wenn kein Eingriff in den Untergrund benötigt wird, um Messdaten zu erfassen. Hier werden bei Messungen an der Geländeoberkante z.B. die Dispersionskurven von Oberflächenwellen aufgezeichnet und durch Inversion die Eigenschaften des Untergrunds ermittelt. Hingegen werden bei intrusiven Methoden die Messdaten aus der Erfassung von Wellen im Untergrund gewonnen (z.B. in einem Bohrloch beim Down-Hole und Cross-Hole Verfahren oder an der Sondierspitze bei Direct Push Verfahren wie SCPT). Bei Untersuchungen zur Seismizität im Rahmen von Geothermie Projekten wurden diese beiden Arten geophysikalischer Verfahren vergleichend von uns angewendet. Aus Kostengründen werden die nicht-intrusive geophysikalische Verfahren zur Risikoanalyse öfters angewendet. Gegen nicht-intrusive Methoden spricht, dass deren Auflösung im Vergleich zu den intrusiven Methoden grober ist und lokale – jedoch für geotechnische Fragestellungen relevante Variationen im Untergrund – gegebenenfalls nicht erkannt werden. Im Gegensatz dazu haben die bei nicht-intrusiven Methoden betrachteten größeren Wellenlängen nur einen sehr geringen nachteilhaften Einfluss auf die für die Erdbebenzonierung erforderliche standortspezifische seismische Analyse.

In diesem Beitrag werden Cross-Hole-Versuche und die sog. P-Wellen-Tomographie als intrusive Verfahren vorgestellt, ihre Anwendung für Standorte in München gezeigt und ihre Eignung zur Baugrundcharakterisierung hinsichtlich des Schichtenaufbaus und

Abschätzung von bodenmechanischen Kenngrößen untersucht. Für die Auswertungen sind die Messwerte der Geschwindigkeit der Scher- (S-Welle) und Kompressionswelle (P-Welle) von zentraler Bedeutung, woraus sich der Schubmodul $G(\gamma \leq 10^{-6}) \approx G_0$ und der Steifemodul $M(\gamma \leq 10^{-6})$ bei quasi-elastischem Bodenverhalten ermitteln lässt. Mit diesen Kenngrößen wird bei vernachlässigbarer Anisotropie der asymptotische Zustand im Bereich $\gamma \leq 10^{-6}$ umfänglich beschrieben. Im Prinzip ist es für anisotropes Materialverhalten möglich, durch unterschiedlich polarisierte mechanische Wellen, richtungsabhängigen Steifigkeiten zu ermitteln. In diesem Zusammenhang wird die Richtungsabhängigkeit der Steifigkeit an einem Standort in München unter Annahme von transversalisotropem Materialverhalten anhand von SHH- und SHV-Scherwellenmessungen beurteilt.

3 Beschreibung Standort und geotechnische Herausforderungen

In Abbildung 2 ist der allgemeine geologische Aufbau des Untergrunds im Bereich der Münchner Schotterebene dargestellt. Eine allgemeine geotechnische Beschreibung mit zugehörigen Bodenkennwerte sind in von Soos (1966) zu finden. Zwei lithostratigraphische Einheiten sind für Münchner Raum charakteristisch (Bauer et al., 2006). Die oberste lithostratigraphische Einheit ist der die Münchner Schotterebene prägende quartäre Kies, welche eine Mächtigkeit von bis zu ca. 20 m aufweist. Die sich in je nach Vergletscherung unterschiedliche Ablagerungszeiträume einteilenden quartären Schotterterrassen haben eine mitteldichte bis sehr dichte Lagerungsdichte und sind teilweise kalzitisch leicht verkittet (von Soos 1966). Durch Ablagerungsprozess konnten verbreitet sog. Rollkieslagen entstehend, die bautechnisch mit nicht unerheblichen Herausforderungen verbunden sind und welche mit konventionellen Methoden der Baugrunderkundung in Form von Sondierungen und Bohrungen oft nicht erkannt werden.

Unter den quartären Kiesen folgen tertiäre Schichten der sog. oberen Süßwassermolasse mit einer Mächtigkeit von wenigen hundert Metern. Die obere Süßwassermolasse besteht vorwiegend aus einer Wechsellagerung von feinkörnige Tonen und Schluffen sowie Fein- bis Mittelsanden, die räumlich vergleichsweise heterogen verteilt sind (Bauer et al., 2006). Die bindigen Böden sind halbfest bis fest und die Sande weisen eine sehr dichte Lagerung auf. Die in situ Lagerungsdichte für die tertiären Sande ist häufig größer als die im Labor ermittelte maximale bezogene Lagerungsdichte $I_d = 1$. Bodenmechanisch ist noch nicht geklärt, wie derart hohe Lagerungsdichten durch die Diagenese und die Belastungsgeschichte entstehen konnten. Von Soos (1966) erklärt diese sehr hohen Lagerungsdichten mit dem hohen Anteil an Glimmer. Diese plättchenförmigen Minerale, die natürlich entsprechend einer horizontalen Ausrichtung sedimentierten, orientieren

sich bei der Probenherstellung sowie im Versuch zur Ermittlung der dichtesten Lagerung willkürlich, was zu einem vergleichsweise geringen Wert der Dichte im Labor führt. Die bindigen tertiären Schichten sind markant überkonsolidiert. Erosionsprozesse, beginnend im Pliozän bis in das Pleistozän, haben in der oberen Süßwassermollase Schichten mit einer Gesamtmächtigkeit von 100 m bis 200 m abgetragen (Lemcke, 1998). Pelz et al. (2009) haben anhand von Laborversuchen eine abgetragene Schichtmächtigkeit von ca. 140 m im Bereich der Münchner Innenstadt bestätigen können. In den bindigen Schichten des Tertiärs kommen örtlich begrenzt ausgeprägt verfestigte Bereiche vor, die aus Kalkkonkretionen, mergelig verfestigten Tonen bzw. Schluffen bestehen. Auch die tertiären Sande können kalzitisch verkittet sein. Außerdem kommen aufgrund der hohen Entlastung durch Erosion, vorwiegend an der Schichtgrenze Tertiär-Quartär, sog. Bröckeltone vor, die sich durch mutmaßlich aus Scherung infolge Entlastung entstandene Harnischflächen kennzeichnen. Wichtiges Merkmal insbesondere der bindigen Tertiärschichten ist eine ausgeprägte Variabilität in Bezug auf Steifigkeit und Scherfestigkeit infolge der durch unterschiedlich stark wirkende Kalkbindungen geprägten Diagenese. Die Ergebnisse der geophysikalischen Messungen können diese Variabilität auflösen und bezogen auf die Steifigkeit im Bereich sehr kleiner Dehnungen quantifizieren. Der Einfluss des Strukturverlusts bei Probenentnahme auf das Scherverhalten muss noch quantifiziert werden. Bei der Herstellung von Proben im Labor ist die Belastungsgeschichte, wie sie der natürlichen Entstehung der Schicht im Feld entspricht, wiederzugeben.

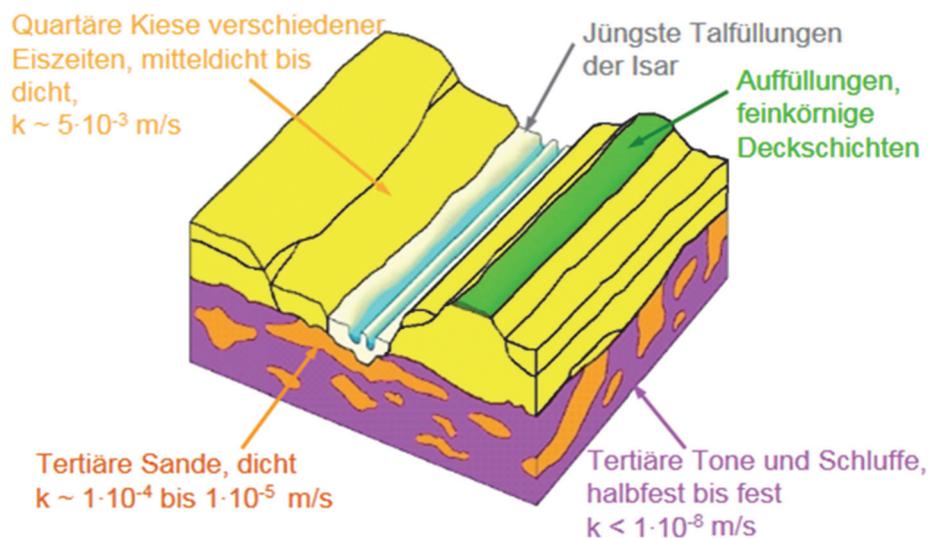


Abbildung 2: Schematischer Schnitt in Richtung Ost-West durch den Untergrund im Bereich der Innenstadt München (aus Pelz et al. 2009)

Die genannten in Bezug auf die geotechnische Charakterisierung komplexen Untergrundverhältnisse bringen Herausforderungen mit sich (Bauer et al. 2006). Die relativ heterogenen tertiären Schichten führen oft zu unterschiedlichen geologischen

Ansprachen und in der Folge zu nicht eindeutigen Baugrundmodellen. Die aus Laborversuchen ermittelten Werte der Steifigkeit und Scherfestigkeit zeigen eine sehr große Bandbreite was durch Pelz et al. 2009 beispielhaft dargestellt wird. Die aus Feldversuchen mithilfe von Bohrlochaufweitungsversuchen gewonnenen Werte der Steifigkeit variieren in einer gegenüber den Laborversuchen ähnlichen Größenordnung (Pelz et al. 2009). Die Variabilität ist naturgemäß bei Proben, die Kalkkonkretionen aufweisen, größer. Aufgrund der angetroffenen teilweise sehr hohen Werte der Steifigkeit sind herkömmliche geotechnische Feldversuche zum Teil kaum verwendbar. Drucksondierungen sind nicht durchführbar und Bohrlochrammsondierungen brechen meist nach wenigen Dezimetern Penetrationstiefe ab. Somit können die verfestigten Bereiche kaum ausreichend ermittelt werden. Dieser Umstand führt zu vergleichsweise sehr vereinfachten Baugrundmodellen mit der Angabe von Bodenkennwerten, die wahrscheinlich stark auf der sicheren Seite liegen.

Abbildung 3 stellt Erkundungsbohrungen, die im Rahmen eines Versuchsfeldes zu Pfahlprobelastungen ausgeführt wurden, dar. Ergänzend zu den Bohrungen wurden die in Abschnitt 4 dargestellte Cross-Hole Versuche und P-Wellen Tomographie durchgeführt. In einem rechteckigen Raster mit einer Kantenlänge von etwa 22 m wurden fünf Erkundungsbohrungen durchgeführt. Ab einer Tiefe von ca. 25 m ist die geologische Ansprache trotz der geringen Abstände der Erkundungspunkte sehr uneinheitlich und lässt keine unmittelbare Definition von Homogenbereichen als Abgrenzung zwischen den tertiären Tonen und Sanden zu. In Bohrung B5 kommen z.B. ab ca. 40 m Tiefe im Vergleich zur den Ansprachen der anderen vier Bohrungen hauptsächlich tertiäre Sande vor. Diese Variabilität lässt sich aus den meisten Erkundungskampagnen in München beobachten und ist bautechnisch z.B. im Zusammenhang mit der vertikalen Abdichtung von tiefen Baugruben problematisch und können damit erhebliche Auswirkungen auf die Standsicherheit, Wirtschaftlichkeit und Nachhaltigkeit von geotechnischen Bauwerken (z.B. erforderliche Einbindetiefe von Verbauwänden, Notwendigkeit von Abdichtungssohlen sowie Absenk- bzw. Entspannungsmaßnahmen) haben. Ein beispielhafter Verlauf der Grenzschicht Quartär-Tertiär ist in Abbildung 4 mit einer deutlichen Höhenänderung zu sehen.

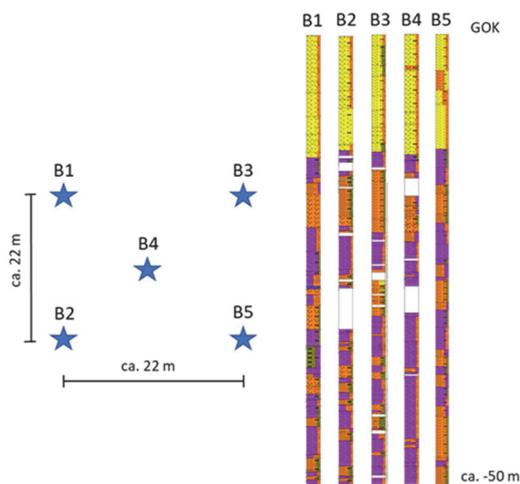


Abbildung 3: Beispiel Erkundungsbohrungen an einem Testfeld



Abbildung 4: Beispiel Grenze zwischen quartären Kiesen und tertiären Schichten anhand einer Böschung in eine Baugrube (4 m Höhe) (aus Bauer et.al. 2005)

4 Methodik und Ergebnisse der geophysikalischen Feldversuche

In diesem Abschnitt werden die Methodik und die Ergebnisse der verwendeten geophysikalischen Methoden dargestellt.

4.1 Cross-Hole-Versuch Methodik

Der Cross-Hole Versuch, näher spezifiziert folgend ASTM D4428/D4428M-07, liefert als Ergebnis ein hochauflösendes Tiefenprofil von Kompressionswellengeschwindigkeiten V_p und Scherwellengeschwindigkeiten V_s zwischen zwei oder mehreren Bohrungen. Das Verfahren wird eingeschränkt auf den Bereich sehr kleiner Dehnungen $\gamma \leq 10^{-6}$ zur Bestimmung bodendynamischer Parameter wie dem Schubmodul $G = G_0$, der Poisson Zahl ν und dem Elastizitätsmodul E eingesetzt.

Bei einem Crosshole-Test müssen die Welle der S-Welle und der Empfänger während der Aufzeichnung in gleicher Tiefe platziert werden. Im Allgemeinen wird die seismische Anregung mehrmals in verschiedenen Tiefen wiederholt, und die Aufzeichnungen werden von der Erfassungssoftware des Seismographen addiert. Mit der Addition wird das Verhältnis zwischen dem nutzbaren Signal und dem Rauschen verbessert und der Einfluss von in Einzelmessungen auftretenden zufälligen Störsignalen eliminiert. Um die Polarisierungseigenschaften der S-Welle zu nutzen, wird die Anregung in zwei Richtungen, durch ein Drehen der seismischen Quelle um 180 Grad, durchgeführt. In dem hier beschriebenen Versuch kamen die Bohrlochquelle Typ BIS-SH und das Bohrlochgeophon Typ BGK5 der Firma Geotomographie GmbH zum Einsatz.

Die Bohrlochquelle Typ BIS-SH erzeugt mit einer hohen Wiederholgenauigkeit horizontal polarisierte Scherwellen (SH) und Kompressionswellen (P). Die vom Impulsgenerator Typ IPG5000 freigesetzte Energie entlädt sich über ein System elektromagnetischer Spulen, die an eine Kupferplatte angrenzen. Wenn die Platte abgestoßen wird, entsteht ein mechanischer Stoß an der Bohrlochwand. Das Bohrlochgeophon Typ BGK5 ist für den Empfang von P- und S-Wellen zum Einsatz in trockenen oder wassergefüllten Bohrlöchern geeignet und besteht aus vier horizontal ausgerichteten Sensoren, die in 45°-Abständen angeordnet sind, sowie einem vertikal ausgerichteten Sensor. Die Geräte Typ BIS-SH und Typ BGK5 sind über ein pneumatisches Packersystem mit der Bohrlochwand verbunden. Beide Geräte wurden bei dem Versuch jeweils um 2 m versetzt, um eine tiefenabhängige Geschwindigkeitsverteilung zu erhalten.

Die verwendete Versuchskonfiguration mit zwei Bohrungen ist in Abbildung 5 dargestellt. In dieser Konfiguration werden die Wellengeschwindigkeiten anhand der Laufzeit zwischen dem Bohrloch mit der seismischen Quelle (BIS-SH) und dem Bohrloch mit dem seismischen Empfänger (BGK5) bestimmt. Der Untergrund wird für die Auswertung als horizontal geschichtet angenommen und es wird ein geradliniger Strahlverlauf der seismischen Wellen zwischen den Bohrungen angenommen. Zur Bestimmung des genauen tiefenabhängigen Abstands zwischen den Bohrlöchern ist die Messung des Bohrlochverlaufs in jedem Bohrloch erforderlich. Die Signalqualität am Empfängerbohrloch spielt bei der Interpretation eine große Rolle und wird u.a. stark von der Planung und Ausführung der Bohrlochfüllung zwischen Messrohr und dem Boden beeinflusst. Die Spaltverfüllung sollte ohne Lufteinschlüsse erfolgen und die Steifigkeit des Verfüllmaterials sollte optimaler Weise in etwa der Steifigkeit des Bodens entsprechen. Der Bohrdurchmesser sollte entsprechend der Größe des Messrohres so klein wie möglich gewählt werden.

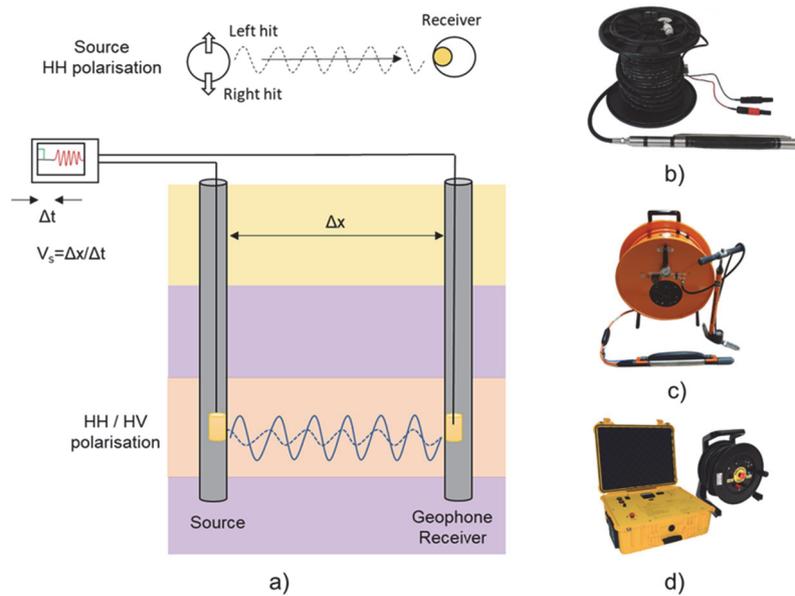


Abbildung 5: a) Prinzip des Cross-Hole-Versuchs und die dazu verwendete Instrumentierung b) Bohrlochschallquelle BIS-SH, c) Bohrlochgeophon BGK5 und d) Impulsgenerator IPG800 und Triggersystem

Die Aussagekraft von Ergebnissen aus Cross-Hole Versuchen hängt von den vorhandenen Geschwindigkeitskontrasten im Untergrund ab. Dabei hängt die Unsicherheit von Einflüssen aus der Umgebung (z. B. Quellen von Lärm und Erschütterungen aus Verkehr, Baustellen oder Industrie), den Messstellen im Feld (z. B. Bohrlochabstand, Messrohrinstallation und Bohrlochverfüllung), der Messtechnik sowie Datenerfassung (z. B. geeignete Ankopplung von Sender und Empfänger an das Bohrloch, Signal/Rausch-Verhältnis), der Datenverarbeitung (z. B. mögliche Fehler bei der Erfassung der Ankunftszeiten) und der Dateninterpretation (Bestimmung der Ankunftszeiten der Wellen) ab. Auch kann ein großer Impedanzkontrast in der Nähe der untersuchten Bodenschicht zu einer für die Messung ungünstigen Brechung führen, woraus eine Überschätzung die Wellengeschwindigkeiten folgen kann.

Im Rahmen der Datenauswertung des Cross-Hole Versuchs erstellt die Erfassungssoftware eine durch Addition der Messwerte sog. gestapelte Datendatei pro Tiefe und Erregungsrichtung. Die Kanäle eines multidirektionalen Empfängers wie im Fall des Geophons Typ BGK5 sind in einer festen Reihenfolge an den Seismographen angeschlossen. Die Software weist jeder Einzeldatei eine Tiefe zu, sortiert die seismischen Aufzeichnungen nach Kanal und erzeugt derart für die Durchführung des Versuches analog einer „Stichtagsmessung“ für jeweils ein Messrohr eine Datei mit allen nach der Tiefe sortierten Messdaten. Um die Laufzeiten der ersteintreffenden P-Welle (sog. First Arrival Picking) manuell zu ermitteln, werden die Dateien mit einer Software wie z.B. ReflexW geöffnet, die eine Verarbeitung der Messdaten ermöglicht.

Die Richtung der Teilchenbewegung, die durch eine P-Welle (Kompressionswelle) verursacht wird, hängt im Allgemeinen nicht von der Richtung der Anregung ab, während die Richtung der Teilchenbewegung, die durch eine S-Welle verursacht wird, eine derartige eine Charakteristik aufweist. Werden die Signale der beiden entgegengesetzten Anregungsrichtungen überlagert, zeigen die Wavelets der P-Welle dieselbe Polarisationsrichtung, während sich die Signale zum Zeitpunkt des Eintreffens der S-Welle aufspalten, was zu einer Phasenumkehr zwischen den beiden S-Wellen Wavelets führt. Dadurch kann der Einsatz der S-Welle sehr gut bestimmt werden.

Alternativ zur vorgestellten Konfiguration von Cross-Hole-Versuchen mit zwei Bohrungen kann ein Cross-Hole-Versuch auch mit drei oder je nach Abstand und Signalstärke mehreren Bohrlöchern durchgeführt werden (ASTM D4428/D4428M-07). Bei dieser Konfiguration werden in zwei (oder mehreren Bohrungen) die seismischen Anregungen gemessen. Bei der Ermittlung der S-Wellen Geschwindigkeit kann dann die Kreuzkorrelation basierend auf den in den verschiedenen Bohrlöchern gemessenen Signalen genutzt werden. Aufgrund der höheren Kosten für die Herstellung einer dritten Bohrung und des zusätzlichen Aufwands für die Instrumentierung wird diese Konfiguration selten angewendet.

4.2 Cross-Hole-Versuch Ergebnisse

Im Folgenden werden die Ergebnisse von zwei Messungen mit dem Cross-Hole-Versuch an dem in Abschnitt 2 dargestellten Versuchsfeld diskutiert. Die Cross-Hole-Versuche wurden in den Bohrungen mit zwei unterschiedlichen wirkenden seismischen Quellen durchgeführt, sodass horizontal ausgerichtete sog. SH-Wellen und vertikal polarisierte sog. SV-Wellen erzeugt werden. Die Qualität der Bohrlochverfüllung wurde vorab durch Integritätsmessungen geprüft. Die Signale haben in Bezug auf die Ermittlung der Ankunftszeiten der S-Wellen eine Wiederholgenauigkeit von ca. 5% für mehr als 80% der mit der SV-Quelle erzeugten Signale und für mehr als 70% für die Signale, die mit der SH-Quelle erzeugt wurden. In Abbildung 6 sind die Geschwindigkeiten der P-Wellen und S-Wellen dargestellt.

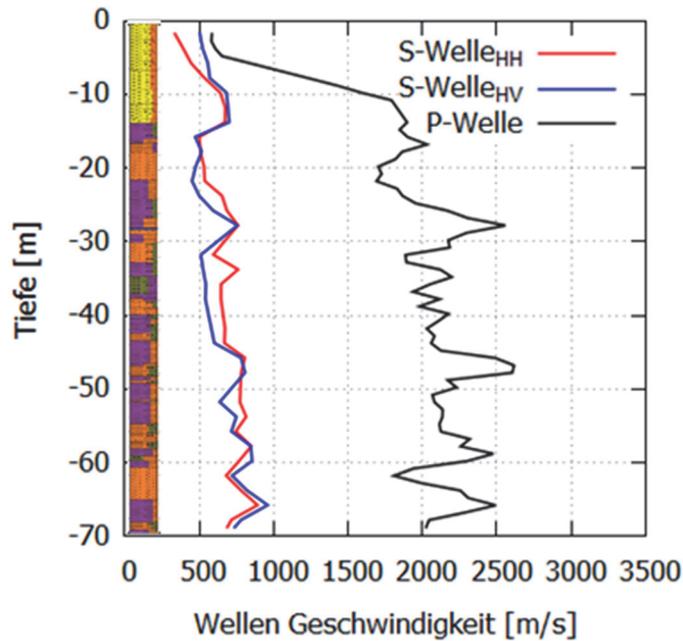


Abbildung 6: V_s und V_p Profile

Bis zu einer Tiefe von etwa 12 m wurde ein markanter Anstieg der Geschwindigkeiten der P-Welle und der beiden S-Wellen beobachtet. Die P-Welle zeigt nach dem Übergang in die Zone des durch Grundwasser gesättigten Kieselwertes von über 1500 m/s, während die S-Welle im gleichen Tiefenbereich von etwa 300 m/s auf etwa 600 m/s bis 700 m/s ansteigt. Unter der Schicht aus quartärem Kiesel, bei ungefähr 15 m Tiefe, sinken die S-Wellengeschwindigkeiten auf einen Wert von etwa 500 m/s. Im weiteren Verlauf der tertiären Schichten steigen die S-Wellengeschwindigkeiten dann erneut im Trend kontinuierlich an, wobei sich Bereiche mit geringerer Geschwindigkeit mit Zonen mit höherer Geschwindigkeit der seismischen Wellen abwechseln. Diese Tatsache wird sowohl für die P- als auch für die S-Wellen beobachtet. Die Geschwindigkeit der P-Welle schwankt zwischen 1800 m/s und 2600 m/s, was für Lockergesteine einen vergleichsweise sehr hohen Wert darstellt. Diese hohen Werte der Wellengeschwindigkeit sind auf die hohe Lagerungsdichte, die vermuteten Korn-zu-Korn Bindungen aus Kalk und eine infolge Alterung entstandenes, stabiles Korngefüge zurückzuführen. In Tiefen von 15 m bis 45 m unter Geländeoberkante (GOK) zeigen die tertiären Schichten eine ausgeprägte Anisotropie. Die Geschwindigkeit der SH-Welle ist dort größer als die Geschwindigkeit der SV-Welle was auf eine Richtungsabhängigkeit der Steifigkeit hinweist. Bedingt durch den bezogen auf die Tiefenschritte gewählten Messabstand von 2 m und die unstrittig vorhandene kleinräumige Variabilität des Bodenaufbaus lassen die aus Cross-Hole-Versuchen ermittelten Geschwindigkeitsunterschiede Schichten begrenzter Schichtdicke aus tertiärem Sand oder Ton nur bedingt unterscheiden. Vergleichbare G_0 -Werte wurden bei

Untersuchungen in zwei zusätzlichen Standorten in Münchner Raum ermittelt. Somit erscheinen diese relativ großen Steifigkeiten ein charakteristisches Merkmal des Münchner Tertiärs zu sein.

Unter Vernachlässigung der Bodenstruktur sollten die Geschwindigkeiten der SV-Wellen aufgrund der K_0 -Bedingungen und solange $K_0 < 1$ ist, größer als die der SH-Wellen sein. Wie in *Abbildung 6* zu sehen ist, sind die Geschwindigkeiten der SH-Wellen in dem Bereich zwischen 20 m und 40 m Tiefe größer als die der SV-Wellen. Dieses anisotrope Verhalten ist für überkonsolidierte Tone charakteristisch (Gasparre et.al. 2007). Es ist keine eindeutige Korrelation zwischen den ermittelten Geschwindigkeiten seismischer Wellen und der geologischen Ansprache der Schichten im Zuge der Bohrarbeiten erkennbar.

4.3 Cross-Hole P-Tomographie Methodik

Der Begriff Tomografie (oder Tomographie) vom altgriechischen τομή, tome, "Schnitt" und γράφειν, grafēin, "schreiben" fasst verschiedene bildgebende Verfahren zusammen, mit denen die innere räumliche Struktur eines Objekts bestimmt und in Form von Schnittbildern (auch Schichtbilder oder Tomogramme genannt) dargestellt werden können.

Die sog. Cross-Hole Tomographie ist eine geophysikalische Methode zur nichtinvasiven Charakterisierung des Untergrundes und wird zur Erkundung geologischer Strukturen wie z. B. Hohlräume oder „Schwächezone“ und zur Bestimmung mechanischer Eigenschaften von Böden und Fels zwischen Bohrungen eingesetzt. Durch die sukzessive Positionsänderung einer Schallquelle bzw. Senders und mehreren Schallaufnehmern bzw. Sensoren in den Bohrungen wird eine Mehrfachdurchstrahlung des Untergrundes mit sich überschneidenden Laufwegen der seismischen Strahlen erreicht und für jeden Strahl die Laufzeit gemessen. Aus der Vielzahl der seismischen Laufzeiten kann die räumliche Verteilung der seismischen Geschwindigkeiten berechnet werden. Dazu werden die Laufzeiten der ersteintreffenden Welle für jeden Schallquellenpunkt und Empfänger bestimmt und für eine tomographische Inversion verwendet. Die Cross-Hole Tomografie ermöglicht eine mindestens viermal höhere Auflösung als konventionelle seismische Erkundungsverfahren (Pereira und Jone, 2010).

Bei der tomographischen Inversion handelt es sich um einen mathematischen Rekonstruktionsalgorithmus, bei dem eine 2D/3D P- oder S-Wellen Geschwindigkeitsverteilung durch iterative Anpassung der gemessenen seismischen Laufzeiten erfolgt. Das Ergebnis ist die Geschwindigkeitsverteilung der P- und/oder S-Welle im durchstrahlten Bereich zwischen den Bohrungen. Über Korrelationsmodelle oder Bohrkerninformationen lassen sich Rückschlüsse über den lithologischen Aufbau des Untergrundes ableiten. Die Tomographie bildet dabei nicht nur die Materialeigenschaften

des Untergrunds ab, sondern lässt auch eine genaue Zuordnung der Informationen hinsichtlich ihrer Lage in der Ebene oder im Raum zu.

Das Auflösungsvermögen der tomographischen Messung hängt generell von folgenden Faktoren ab: Für eine gute Auflösung ist in erster Linie eine hoch energetische Schallquelle notwendig, die über ein definiertes Frequenzspektrum verfügen sollte. Je breitbandiger das Spektrum, desto höher ist das Auflösungsvermögen. Für eine gute Auflösung ist ein impulsförmiges Signal von kurzer Zeitdauer wünschenswert. Eine zunehmende Frequenz erhöht das Auflösungsvermögen, jedoch nur auf kurze Entfernung, da die Reichweite aufgrund der frequenzabhängigen Energieabsorptionen deutlich kleiner als die Reichweite niederfrequenter Signale ist. Besonders in Lockergestein und Verwitterungszonen von Festgestein werden hochfrequente elastische Wellen stark gedämpft. Aus diesem Grund beeinflusst auch die Bohrlochdistanz das Auflösungsvermögen. Das Auflösungsvermögen der Laufzeittomographie wird von Williamson (1991) mit $\sqrt{L * \lambda/8}$ (mit λ =Wellenlänge und L=Bohrlochdistanz in m) abgeschätzt. Erfahrungsgemäß können Hohlräume mit den gängigen Bohrlochschallquellen beispielsweise nur dann erkundet werden, wenn deren Ausdehnung mehr als etwa 1/7 des Bohrlochabstandes beträgt. Zusätzlich beeinflussen die technischen Details der seismischen Aufzeichnungsapparaturen die Auflösungsmöglichkeiten bzw. Genauigkeit der Daten, wie z.B. die einzustellende Abtastrate oder die digitale Auflösung der Apparatur. Während der tomographischen Datenauswertung mittels der Inversion spielt die Anzahl der (modellierten) Zellen eine Rolle. Eine kleinere Pixelanzahl führt zu einer tendenziell höheren Auflösung. Die Bestimmung der Zellgrößen hängt allerdings von der Messkonfiguration im Feld ab, d.h. Bohrlochabstand und Sensoren bzw. Schussabstand.

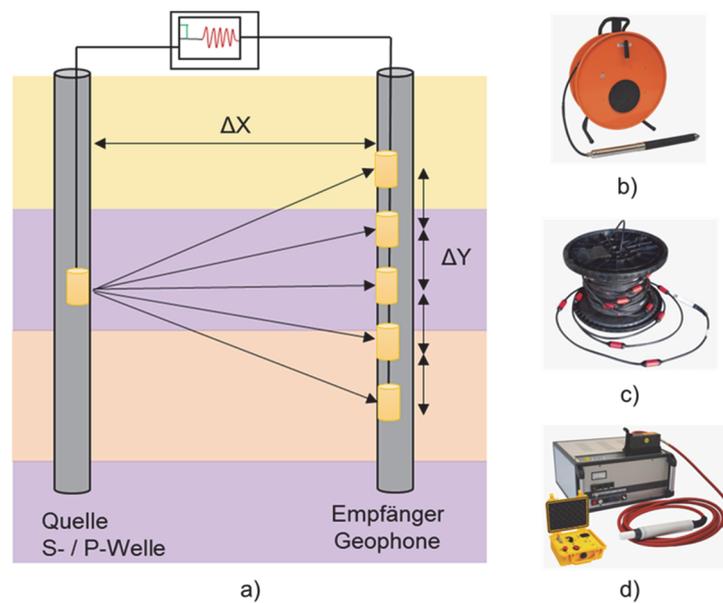


Abbildung 7: a) Prinzip des Tomographie-Versuchs und die dazu verwendete Instrumentierung b) P-Wellenquelle SBS42, c) 24 kanalige Hydrophonkette BGK5 und d) Impulsgenerator IPG5000

Das Auflösungsvermögen bestimmt die Belastbarkeit der Ergebnisse. Aber auch die Genauigkeit der erfassten Erstankunftszeiten, die Strahlüberdeckung sowie das Signal-Rausch-Verhältnis der Daten (Datenqualität) spielen eine wichtige Rolle zur anschließenden Bewertung der Ergebnisse. Es zeigt sich, dass die quantitative Bewertung der Unsicherheit der seismischen Daten komplex und standortspezifisch ist und stellt daher eine herausfordernde Aufgabe dar.

In den meisten Fällen wird die P-Wellen Tomografie zur Vorhersage der hochauflösenden räumlichen Kontinuität von lithologischen Strukturen verwendet und ist ein gängiger Ansatz für die Charakterisierung des Untergrunds. So wurde diese Erkundungsmethode zu einem integrierten Werkzeug, das routinemäßig für die Untersuchung von Standorten verwendet wird, die für größere Bauprojekte, wie z. B. Staudämme und Hochbauten, in Frage kommen. Allerdings wird die P-Welle stark durch den Grundwasserspiegel beeinflusst, so dass ihre Anwendung zur Ableitung geotechnischer Parameter begrenzt ist.

Am oben beschriebenen Standort wurde eine P-Wellen Tomographie über eine Tiefe von 40 m durchgeführt. Der Bohrlochabstand betrug ungefähr 7 m. Zur Anregung wurde eine Sparkerquelle (SBS42, Geotomographie GmbH) eingesetzt, während die Signale von zwei Hydrophonketten (BHC4 mit 24 + 17 Kanälen, Geotomographie GmbH) mit einem Sensorabstand von 0,50 m empfangen wurden.

Bei der verwendeten Schallquelle SBS42 handelt es sich um eine Sparkerquelle, die mit einem Impulsgenerator von der Oberfläche aus betrieben wird. Der Impulsgenerator erzeugt eine Spannung von 5000 V, welche über ein Koaxialkabel auf zwei gegenüberstehende Spezialelektroden übertragen wird. Durch den überspringenden Funken nach Entladung des Impulsgenerators verdampft das Wasser an den Elektrodenenden schlagartig und wandelt sich in ein Plasma um. Die dabei generierten Hochdruckdampfblasen expandieren und kollabieren wieder, wodurch hochfrequente und hochenergetische P-Wellen erzeugt werden. Die Hydrophonkette wird für den Empfang von P-Wellen in wassergefüllten Bohrlöchern verwendet und besteht aus einem Bohrlochkabel und einer Vielzahl von Hydrophonen in definierten Abständen. In allen Bohrungen wurden die Bohrlochverläufe mit einer Bohrlochabweichungssonde (Typ DevProbe1, Geotomographie GmbH) gemessen. Die Datenregistrierung erfolgte mit einem Seismographen vom Typ Summit Compact der Fa. DMT GmbH.

Die Datenbearbeitung der Cross-Hole Tomographie umfasst verschiedene Schritte, um die seismischen Tomogramme zu berechnen.

Zunächst wurde die Messgeometrie den Daten zugeordnet und diese tiefenorientiert sortiert. Ein Datensatz besteht aus den aufgezeichneten Schallsignalen von einem Schallquellenpunkt zu allen Hydrophonen. Normalerweise erzeugt die Erfassungssoftware eine aus der Addition der Messsignale geschaffene sog. gestapelte Datendatei pro Tiefe und Anregungsrichtung im Format SEG. Diese Dateien können dann in eine Software zur Auswertung seismischer Signale z. B. ReflexW importiert werden, mit der die Laufzeiten der ersteintreffenden P-Welle bzw. S-Welle (First Arrival Picking) manuell bestimmt werden. Die Software berücksichtigt unter anderem die gemessene Bohrlochabweichung, um die Längen der Wellenpfade zu berechnen.

Für die Umrechnung der Laufzeiten in eine flächenhafte Verteilung der seismischen Geschwindigkeiten ist es notwendig, den Bereich zwischen den Messstellen modellhaft in Zellen zu unterteilen. Die numerische Inversion wurde mittels eines sog. Raytracing-SIRT Algorithmus durchgeführt (Simultaneous Iterative Reconstruction Technique). Dieser Algorithmus verbessert ausgehend von einer Startverteilung der seismischen Geschwindigkeiten iterativ das seismische Tomogramm durch den Vergleich der gemessenen Laufzeiten mit den numerisch berechneten. Die Summe der quadrierten Differenzen wird sukzessive bis zum Erreichen eines vorgegebenen Abbruchkriteriums verringert. Die tomografische Inversion kann mit verschiedenen Programmen durchgeführt werden, z. B. GeotomCG oder ReflexW.

4.4 Cross-Hole P-Tomographie Ergebnisse

Zu den im Rahmen dieser Publikation beschriebenen Auswertungen wurden etwa 4500 Laufzeiten ermittelt. Für die Erstellung eines horizontalen Startmodells, welches wichtig

für den Algorithmus der Inversion ist, wurden die Strahlenwinkel auf $\pm 5^\circ$ reduziert. Die Zellgröße des Modells wurde in X-Richtung auf etwa 0,65 m und in Z-Richtung auf etwa 0,52 m gesetzt. Für die Berechnung des Tomogramms wurden die Strahlwinkel auf $\pm 30^\circ$ reduziert.

Analog der Geologie, die entsprechend den aus den Bohrungen folgenden Ansprüchen aus einer Wechsellagerung tonig-schluffiger Sedimente und sandig-kiesiger Sedimente besteht, variieren auch die seismischen P-Wellen Geschwindigkeiten deutlich. Das P-Wellen Tomogramm (Abbildung 8) zeigt, dass die Geschwindigkeit der P-Welle zwischen etwa 1800 m/s und 2800 m/s variiert. Einzelne tiefere Schichten erreichen sogar stellenweise über 3000 m/s, was für Lockersedimente generell ein sehr hoher Wert ist und wohl auf eine intensive Ausbildung von Kalkbindungen, die zu hohen Steifigkeiten wie auch einer hohen Dichte führen, zurückzuführen ist. In einer Tiefe von etwa 12 m steigen die seismischen Geschwindigkeiten durch den Übergang zur gesättigten Zone deutlich bis auf >1500 m/s an. Unterhalb von 12 m nehmen die Geschwindigkeiten mit der Tiefe kontinuierlich jedoch weniger stark zu und weisen einen deutlichen Wechsel an Wellengeschwindigkeiten folgend einzelner weitgehend horizontaler Schichten aus tonig-schluffigen Sedimente auf. Mit Hilfe der seismischen Tomographie-Messung konnten die Geschwindigkeiten der wechselgelagerten Schichten und damit im Vergleich mit der punktuellen Bohrlochansprache der wahrscheinliche Verlauf der Schichtgrenzen zwischen den Tonen und Sanden erfasst werden. Die bisherige Cross-Hole Ergebnisse zeigen eine deutliche Korrelation zwischen S- und P-Wellen Abbildung 9. In Hinblick auf die Untersuchung der Variabilität des Baugrundaufbaus ermöglicht dieses Ergebnis die Durchführung von P-Tomographien statt aufwendigeren S-Tomographien.

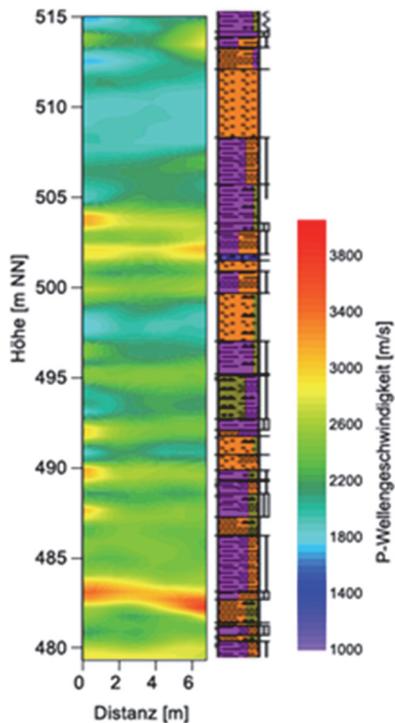


Abbildung 8: P-Welle Tomogramm am Standort A

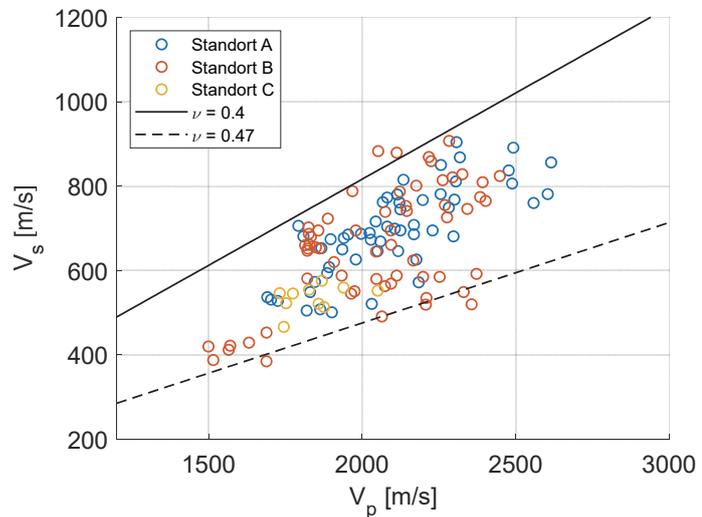


Abbildung 9: $V_s - V_p$ Korrelation an drei Standorten und elastische Lösung für $\nu=0.4$ und 0.47

5 Anwendung geophysikalische Messungen in der Geotechnik

Die im Feld ermittelten V_s und V_p Geschwindigkeiten können zur Beurteilung der Qualität bzw. Störung entnommener Bodenproben verwendet werden. Darüber hinaus korrelieren die Geschwindigkeit V_s und V_p mit der Porenzahl e_0 in situ (Foti et al. 2002). Ferner wurden Methoden publiziert, mit denen das Überkonsolidationsverhältnis OCR (Ku & Mayne, 2013) bzw. der Erdruchdruckbeiwert K_0 (Ku & Mayne, 2014) aus der Anisotropie der Wellengeschwindigkeiten, ausgedrückt durch das Verhältnis $V_{s,HH}/V_{s,VH}$, abgeschätzt werden können. In diesem Kapitel wird die prinzipielle Anwendbarkeit dieser Ansätze für die Böden der Münchner Schotterebene überprüft und diskutiert.

5.1 Quantifizierung der Probestörung

Neben der Ermittlung des Schubmoduls G_0 bei sehr kleinen Dehnungen $\gamma < 10^{-6}$ im Feld als teils maßgebender bodenmechanischer Parameter, können geophysikalische Messungen insbesondere dazu verwendet werden, um die Qualität entnommener Proben zu beurteilen. Je nach Art und Zielsetzung eines Laborversuches können folgend der Untersuchung gestörter Proben keine zuverlässigen bzw. aussagekräftigen Ergebnisse über das tatsächliche Verhalten in situ vorliegenden Bodens gewonnen werden. Die an

gestörten Proben ermittelten Werte der Steifigkeit und Scherfestigkeit für Gebrauchstauglichkeitsnachweise bzw. Standsicherheitsberechnungen liegen dabei stets auf der sicheren Seite. Dagegen steht jedoch die Zielsetzung einer effizienten, ressourcenschonenden und kostensparenden Bauweise.

Zur Beurteilung der Probenqualität kommen zwei Kriterien zum Einsatz. Das erste Kriterium wurde für feinkörnige Böden entwickelt und betrachtet den Quotienten $\Delta e/e_0$ (Lunne et al. 2006). Hier ist Δe die Änderung der Porenzahl bei Wiederkonsolidierung im Labor entsprechend der Aufbringung der Spannungen in situ und e_0 ist die Anfangsporenzahl der unbelasteten Probe. Ein zweites Kriterium, das sowohl bei feinkörnigen als auch bei grobkörnigen Böden angewendet werden kann, verwendet den Quotienten $V_{s,Labor}/V_{s,Feld}$. Dieses zweite Kriterium wird folgend im Zusammenhang mit den Ergebnissen aus den geophysikalischen Messungen weiter betrachtet.

$V_{s,Labor}$ kann u. A. bei der Durchführung von Ödometer- und Triaxialversuchen über sog. Bender Elemente (BE), Resonanzsäulenversuche oder lokale Dehnungsmessungen ermittelt werden. Messungen mit BE sind aufgrund der gegebenen Versatilität am meisten verbreitet, da BE vergleichsweise einfach auch in bestehenden Anlagen für Triaxialversuche integriert werden können (Abbildung 10). Konventionelle BE (Abbildung 11) bestehen aus zwei Elektroden als piezokeramische Plättchen und einer Metallscheibe in der Mitte. Die piezokeramischen Elemente wandeln mechanische Dehnungen in elektrische Spannungen und umgekehrt um. Der Spannungsbereich der BE liegt bei bis zu ca. 100 Vpp. In Abhängigkeit von der elektrischen Verkabelung können die beiden in einem Biegebalken angeordneten Piezoelemente entweder in Reihe oder parallelgeschaltet werden. Als Sender werden die Piezoelemente üblicherweise parallel geschaltet, da bei gleicher elektrischer Spannung die doppelte Dehnung gegenüber einer seriellen Schaltung folgt. Ein weiterer Vorteil der Parallelschaltung ist, dass die BE damit „selbst isolierend“ sind und somit sog. Cross-Talk Effekte reduziert werden. Der Cross-Talk Effekt bezeichnet die Übertragung der Eingangssignale durch elektromagnetische Felder an den Empfänger, was zu Problemen bei der Ermittlung der Ankunftszeit der S-Welle führen kann. Im Gegensatz dazu können am Empfänger die Piezoelemente in Serie angeschlossen werden, da bei gleicher Dehnung somit die doppelte elektrische Spannung gemessen wird. Obwohl diese Konfiguration besteht und eine Verstärkung des Signals ermöglicht, wird in meist sowohl für den Sender als auch für den Empfänger die gleiche Schaltung verwendet. Sender und Empfänger sind damit baugleich, was vorteilhaft hinsichtlich der Kosten und der Verfügbarkeit ist. Erwähnenswert ist, dass neben konventionellen sogenannten bimorphen BE auch sog. Multilayer-Biegeaktuatoren existieren, die im Vergleich zu den konventionellen BE bei einer geringen Spannung (bis ca. 60 V) arbeiten aber deren Anschaffung mit höheren Kosten verbunden ist. Aufgrund der geringen Herstellungskosten und der guten Verfügbarkeit, verwenden wir in unseren Untersuchungen sowohl für Sender als auch für Empfänger bimorphe BE mit Parallelschaltung.

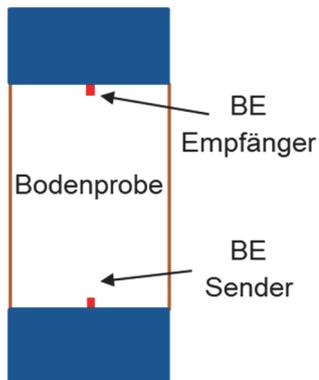


Abbildung 10: Einbau der BE in einen Triaxialversuch

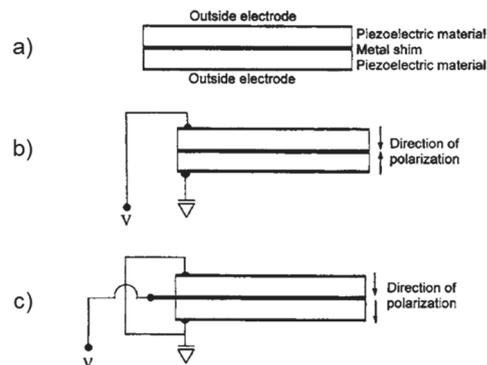


Abbildung 11: a) Schematische Darstellung der Bänder Elemente, b) BE Serienschaltung und c) BE Parallelschaltung (aus Lee & Santamarina 2005)

Als Anregungssignal ist ein Sinus-Einzelpuls etabliert. Die Frequenz der Sinusimpulse wird abhängig von der Wellenlänge derart gewählt, damit mindestens 2 Wellenlängen über die Probenhöhe entstehen können. Diese Anforderung ist einzuhalten, um Nahfeld-Effekte z.B. die Erzeugung von P-Wellen aus S-Wellen an Schichtgrenzen bzw. den Probenrändern zu minimieren. In Abbildung 12 ist das gemessene Signal bei unterschiedlichen Laststufen für ein 6-kHz-Sinus-Eingangssignal dargestellt. Bei der Interpretation ist die sog. Start-to-Start Methode im Zeitbereich etabliert (ASTM D8295-19). Dabei wird die Ankunftszeit der S-Welle als der Zeitpunkt des ersten Nulldurchgangs bestimmt (Abbildung 12). Im Vergleich zu Cross-Hole Versuchen kann bei der Interpretation von BE-Messungen das Prinzip des Polarisationswechsels der S-Welle bei gleichbleibender Polarisation der P-Welle nicht zielführend angewendet werden, um die Ankunftszeit der S-Welle in robuster Weise zu identifizieren. Bei Cross-Hole Versuchen breiten sich die induzierten seismischen Wellen im Halbraum aus. Im Gegensatz dazu treten bei einem BE-Versuch Reflexionen am Rand der Proben auf, was die Ausbildung einer geführten Welle (Guided Wave) begünstigt und in der Folge auch zu einem Polarisationswechsel der P-Welle führt. Es ist anzumerken, dass auch bei Cross-Hole Versuchen in seltenen Fällen ein Polarisationswechsel der P-Welle zu beobachten ist. Bei der Auswertung wird dann analog zu BE Auswertung der gleiche Start-to-Start Methode angewendet.

In Abbildung 13 sind die vom mittleren Druck p abhängigen Scherwellengeschwindigkeit V_s für vier aus Linern gewonnenen Sandproben dargestellt. Die gemessenen Geschwindigkeiten liegen in der gewöhnlichen Bandbreite von unzementierten Sanden. Im Vergleich dazu liegen die zu erwartenden in-situ V_s -Werte über 500 m/s für die tertiären

Schichten. Der Vergleich der Feld- und Laborergebnisse deutet auf eine mäßige bis starke Störung des Bodens durch die Entnahme hin (s. Tabelle 1).

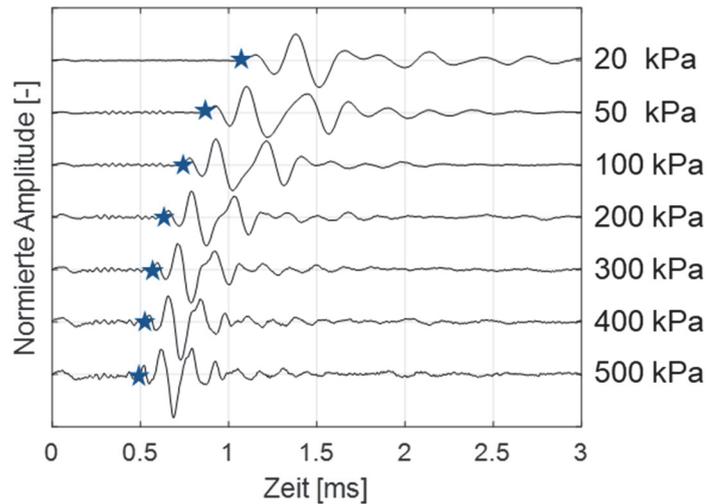


Abbildung 12: Beispielhafte Signale bei unterschiedlichen mittleren Drücken p bei BE Messungen. Die Ankunftszeiten der S-Welle sind mit einem Stern gekennzeichnet

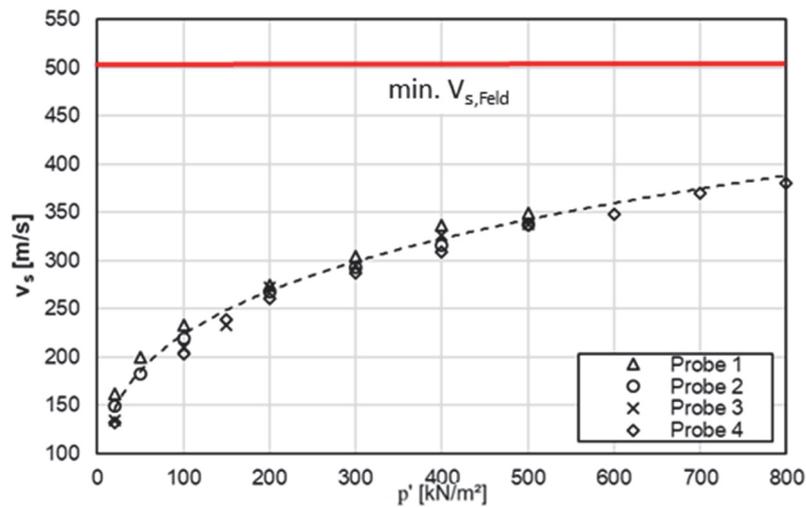


Abbildung 13: Gemessene V_s an vier Sandproben aus Linern mittels BE in Abhängigkeit des mittleren Drucks

Tabelle 1: Beurteilung der Probenqualität nach Fereirra et.al. (2011)

Qualität Probe	$V_{s,Labor}/V_{s,Feld}$	Beurteilung Probe
Excellent	>0.85	Perfekt
Sehr gut	0.70 – 0.85	Ungestört
Gut	0.60 – 0.70	Wenig gestört
Befriedigend	0.50 – 0.60	Mäßig gestört
Schlecht	<0.50	Gestört

5.2 Porenzahl

Foti et al. (2002) haben basierend auf der Biot-Theorie für lineare Poroelastizität einen Ansatz vorgestellt, der eine Ermittlung der Porenanteil n aus der Inversion von seismischen Wellen zulässt. Für voll gesättigte Untergrundverhältnisse lässt sich der Porenanteil n aus folgender Beziehung ermitteln:

$$n = \frac{\rho_s - \sqrt{\rho_s^2 - \frac{4 * (\rho_s - \rho_f) * K_f}{V_p^2 - 2 * \left(\frac{1 - \nu_s}{1 - 2 * \nu_s}\right) * V_s^2}}}{2 * (\rho_s - \rho_f)}$$

Darin sind ρ_s die Korndichte, ρ_f die Wasserdichte, K_f der Kompressionsmodul des Wassers und ν_s die Querdehnzahl des Korngerüsts des Bodens. Außer der Querdehnzahl des Korngerüsts des Bodens ν_s sind alle Eingangsparameter relativ einfach bestimmbar. Die Ermittlung der Querdehnzahl des Korngerüsts des Bodens ν_s kann nicht aus seismischen Wellen erfolgen, da dränierte Verhältnisse vorliegen müssten. Typische Werte für ν_s im elastischen Bereich liegen zwischen 0,1 und 0,3. K_f hängt vom Sättigungsgrad ab. Bei ungesättigten Untergrundverhältnissen gilt diese Beziehung nicht mehr. Anhand der Geschwindigkeit V_p kann beurteilt werden, ob vollständig gesättigte Verhältnisse vorliegen (Jamiolkovski 2012). Die Untersuchungen von Foti et al. (2002) zeigen, dass die so ermittelten Porenanteile eine stärkere Abhängigkeit von der Geschwindigkeit der P-Welle V_p als von der S-Welle V_s aufweisen. Das Material bei der verwendeten Biot-Theorie wird als isotrop angenommen, was für Böden infolge der spannungs- und strukturbedingten Anisotropie in Allgemeinen nicht zutreffend ist.

In den Abbildung 14 und Abbildung 15 wird die Sensitivität der Beziehungen zwischen V_s und V_p für unterschiedliche Werte von e_0 und ν_s untersucht. Eine große Sensitivität in Bezug auf die Werte der Geschwindigkeit der P-Welle V_p und der Querdehnzahl des Korngerüsts des Bodens ν_s ist zu sehen. Für $e_0 = 0,5$ bzw. 0,6 und einen $V_s = 600$ m/s folgen Werte $V_p = 2013$ m/s bzw. 1950 m/s. Eine Variation von 3% des Wertes von V_p

führt somit zu einer Variation von mehr als 15% bezogen auf die Porenzahl e_0 . Im Vergleich dazu führen die Geschwindigkeiten der S-Welle $V_s = 585$ m/s bzw. 660 m/s bei gleicher Porenzahl $e_0 = 0,5$ bzw. 0,6 zu einer Geschwindigkeit von $V_p = 2000$ m/s. Für die Geschwindigkeit der S-Welle V_s führt eine Variation von 12% zu einer Änderung von e_0 in einer ähnlichen Größenordnung. Abbildung 15 zeigt, dass für $e_0 = 0,6$ und $V_s = 600$ m/s die Geschwindigkeit $V_p = 1911$ m/s, 1950 m/s sowie 2025 m/s für $\nu_s = 0,1$, 0,2 und 0,3 beträgt. Die zu erwartete Bandbreite von ν_s führt zu einer Variation von V_p in einem Bereich von ca. 5%. Diese Bandbreite ist größer bei höheren Werten ν_s und bleibt für unterschiedliche Porenzahlen e_0 unverändert. Foti et al. (2002) beobachten einen ansteigenden Einfluss der Querdehnzahl ν_s und daraus folgend, der Geschwindigkeit der S-Welle V_s mit zunehmenden Spannungen.

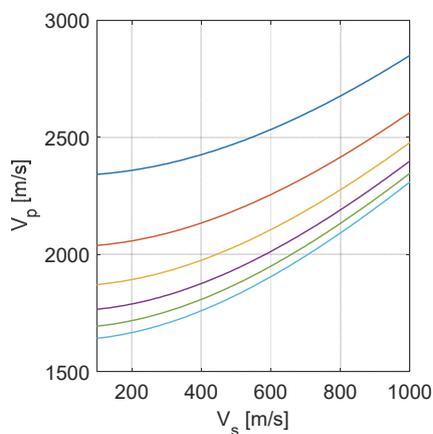


Abbildung 14: V_s - V_p Beziehung für unterschiedliche Porenzahlen basierend auf der Biot-Theorie nach Foti et al. (2002). Folgende Parameter werden konstant angenommen: $\nu_s=0.2$, $K_f=2.2$ GPa, $\rho_s=2.65$ t/m³, $\rho_f=1.0$ t/m³

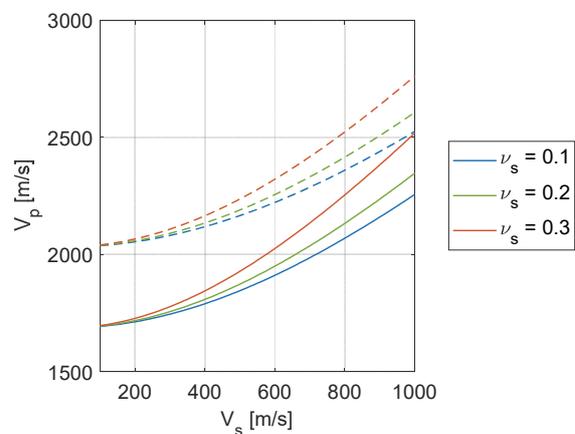


Abbildung 15: V_s - V_p Beziehung für unterschiedliche ν_s für $e_0=0.3$ (gestrichelte Linie) und $e_0=0.6$ (durchgezogene Linie) basierend auf der Biot-Theorie nach Foti et al. (2002). Folgende Parameter werden konstant angenommen: $K_f=2.2$ GPa, $\rho_s=2.65$ t/m³, $\rho_f=1.0$ t/m³

Abbildung 16 zeigt die ermittelten Porenzahlen mit einer Bandbreite für den Zeitpunkt der Ermittlung des Eintreffens der P-Welle von +/-5% im Vergleich mit den zugehörigen geologischen Profilen an zwei Standorten. Die Porenzahl schwankt über die Tiefe relativ stark und es ist keine Korrelation zwischen den Bodenschichten laut der geologischen Ansprache und der ermittelten Porenzahl ist erkennbar. Abbildung 16 b) zeigt den Vergleich der Geschwindigkeiten V_p aus Cross-Hole-Versuchen und der P-Tommographie von Abbildung 8. In Allgemeinen sind die V_p Werte aus der P-Tommographie über die Tiefe größer als die Werte aus den Cross-Hole-Versuchen.

Wenn man berücksichtigt, dass die Geschwindigkeiten V_p aus Cross-Hole-Versuchen einen Mittelwert über die ganze Strecke zwischen dem Sender und Empfänger abbilden, während die Geschwindigkeiten V_p aus der P-Tommographie lokale Werte darstellen, ist die Übereinstimmung der Messergebnisse zufriedenstellend. In Abbildung 17 ist die Wahrscheinlichkeitsdichte der vorhergesagte Porenzahlen mit den Erfahrungswerte aus bisherigen Labor- und Feldversuchen dargestellt. Die Erfahrungswerte sind für Ton und Sandproben getrennt dargestellt, wobei für die aus der Seismik vorhergesagte Porenzahlen keinen Unterschied zwischen Sand und Ton-Schichten gemacht wurde. Grund dafür ist, dass für die gemessenen Daten keine eindeutige Grenze zwischen Schichten aus Sand bzw. aus Ton getroffen werden kann. Der Vergleich zeigt, dass die Bandbreite der vorhergesagten Porenzahlen weitgehend mit den Erfahrungswerten übereinstimmt.

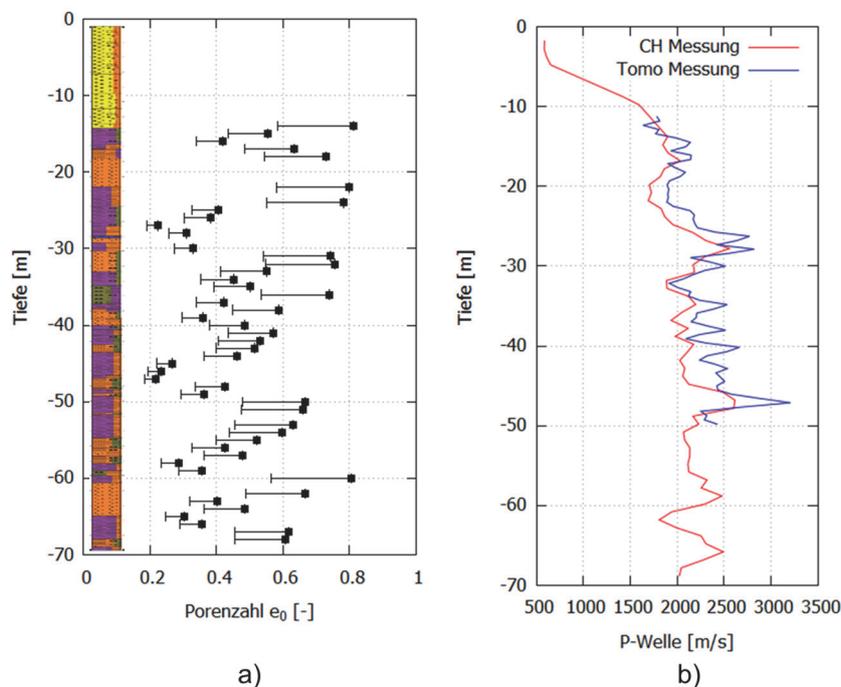


Abbildung 16: a) Vorhersagte Porenzahlen an zwei Standorten basierend auf der Biot-Theorie nach Foti et al. (2002) und die Variation für eine + 5% Pickgenauigkeit der P-Welle. b) Vergleich von V_p aus CH Messungen und der mittleren P-Tommographie.

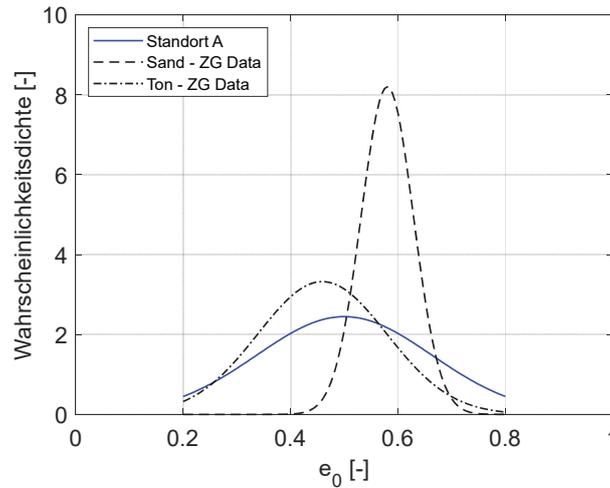


Abbildung 17: Wahrscheinlichkeitsdichten für die vorhergesagte Porenzahlen und die Erfahrung aus ZG Labordaten

5.3 Überkonsolidierung und K_0 Beiwert

Ku & Mayne (2013) und Ku & Mayne (2014) entwickelten empirische Korrelationen zwischen der mittels Scherwellenmessungen festgestellten Anisotropie und der sog. Überkonsolidierungsdifferenz OCR sowie dem Erduhedralbeiwert K_0 . Die Beziehung zwischen der Überkonsolidierungsdifferenz OCR und dem Überkonsolidationsverhältnis OCR ist folgend gegeben:

$$OCR = \frac{OCR + \sigma'_{v,0}}{\sigma'_{v,0}}$$

Wobei $\sigma'_{v,0}$ die aktuelle vertikale effektive Spannung ist.

Die empirische Korrelationen zur Ermittlung der Überkonsolidierungsdifferenz OCR und des Ruhedruckbeiwerts K_0 werden wie folgt angegeben:

$$OCR = 0.466 * \sigma_{atm} * \left(\frac{G_{0,HH}}{G_{0,VH}} \right)^{5.57}$$

$$K_0 = 0.78 * \left(\frac{V_{s,HH}}{V_{s,VH}} \right)^{2.55}$$

Die Werte $G_{0,VH}$ bzw. $V_{s,VH}$ stellen die Steifigkeiten aus seismischen Messungen für SH- und SV-Wellen dar. Unter der Annahme einer transversalen Anisotropie kann für die Geschwindigkeiten der S-Wellen der Zusammenhang $V_{s,VH} = V_{s,HV}$ angenommen werden. Weitere seismische Messungen sind zur Überprüfung dieser Annahme im Bereich der beschriebenen Standorte der Felduntersuchungen geplant.

In Abbildung 18 ist die Variation des Verhältniswertes $G_{0,HH}/G_{0,VH}$ und der Verlauf der Zustandsgrößen OCR und K_0 über die Tiefe für das in Abbildung 6 gezeigte Messprofil dargestellt. Das Steifigkeitsverhältnis $G_{0,HH}/G_{0,VH}$ ist im Quartär kleiner als 1, was für normalkonsolidierte Böden ohne ausgeprägte Struktur zu erwarten ist. Im Tertiär und im Tiefenbereich zwischen 20 m und 55 m sind die Werte $G_{0,HH}/G_{0,VH}$ größer als 1. Dieses Verhalten ist bei überkonsolidierten Böden zu erwarten. Mit zunehmender Tiefe sinkt der Quotient wieder ab, da der OCR kleiner wird. Aus Abbildung 18 b) können drei Bereiche hinsichtlich der Konsolidierungsverhältnisse identifiziert werden. Das Steifigkeitsverhältnis ist im Tertiär bis zu einer Tiefe von 60 m größer als 1 und erreicht lokal Werte zwischen 1,5 und ca. 2. Der durchschnittliche Wert der OCR über alle Tiefen liegt bei 242 kPa mit einem Maximum von 3349 kPa in einer Tiefe von 32 m. Fast 70% der Werte von OCR liegen in einem Bereich zwischen 10 kPa und 200 kPa. Besonders im Tiefenbereich zwischen 30 m und 36 m liegen die Werte der OCR in einem Bereich von 200 kPa bis 400 kPa mit einem Maximum bei 32 m. In der Gesamtbetrachtung liegen die Werte für die tertiären Schichten deutlich unter denen von Pelz et al. (2009) durch Laborversuche bestimmten Werte von ca. 1550 kPa. Außerdem ist die Anwendung der OCR kritisch zu betrachten. Mit zunehmender Tiefe und steigender vertikaler effektiver Spannung nimmt der Einfluss der Überkonsolidation auf das Materialverhalten ab, was entsprechend der Darstellung in Abbildung 18 c) mit einem abnehmendem K_0 einhergeht. Die Erdruhedruckbeiwerte sind nur im Tiefenbereich zwischen 20 m und 55 m größer als 1, in dem ebenfalls auch die höchsten Werte von OCR bzw. OCR ermittelt werden (vgl. Abbildung 18 b).

Unterschiede zwischen den von Geologen erwarteten Werten von OCR , die auch in Labor nachgewiesen werden könnten, und den aus seismischen Messungen abgeleiteten Werten OCR können aus der Probenstörung und der Variabilität der durch Diagenese entwickelten Struktur folgen. Ferner basieren die empirischen Korrelationen zur Ableitung der Parameter Überkonsolidierungsdifferenz OCR und Ruhedruckbeiwert K_0 aus der Literatur auf der Annahme weitgehend unstrukturierter Böden. Die Anwendbarkeit der Korrelationen ist damit für Untersuchungen an den betrachteten Standorten sicherlich eingeschränkt.

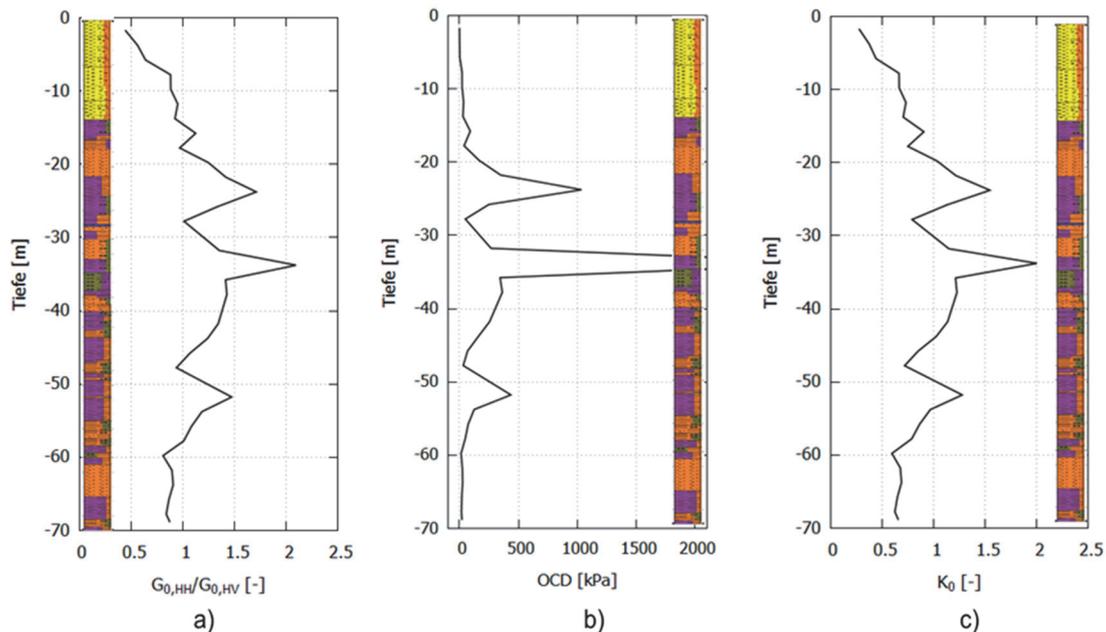


Abbildung 18: Profile von a) Anisotropie gegeben durch Steifigkeitsverhältnis $G_{(0,HH)}/G_{(0,HV)}$, b) OCD und c) K_0 Beiwert

6 Fazit

Geophysikalische Methoden basierend auf seismischen Wellen ermöglichen die Gewinnung hochauflösender Informationen über die räumliche Variation der Ausbreitungsgeschwindigkeit von S- und P-Wellen in den Baugrund bei einem deutlich reduzierten Aufwand gegenüber Bohrungen und Laborversuchen. Am Beispiel von Untersuchungen im Bereich der Münchner Schotterebene werden Ergebnisse von Cross-Hole-Versuchen und der auf Kompressionswellen beruhenden P-Tomographie gezeigt. Die Ergebnisse der Feldversuche werden im Kontext von Erfahrungswerten zum Schichtenaufbau, konkreten Baugrundaufschlüssen durch Bohrungen an den Untersuchungen und bekannten Bandbreiten aus Laborversuchen interpretiert.

Potenziell erlauben insbesondere tomographische Methoden eine erweiterte Interpretation von Schichtgrenzen, was im Hinblick auf die Variabilität tertiärer Schichten hinsichtlich der Zusammensetzung und Geometrie im Bereich der Münchner Schotterebene für die Erstellung robuster Baugrundmodelle entscheidend ist. Um das zu ermöglichen sind weitere umfangreiche Laborversuchen (BE & RC Versuche) vorgesehen, um die Korrelation zwischen den seismischen Wellen und weitere Parameter im mittleren Dehnungsbereich aber auch im Bruchzustand zu ermitteln.

Die bisher nur vermutete Anisotropie bindiger Tertiärschichten konnte durch Cross-Hole Versuche mit zwei unterschiedlichen Wellenarten (SV und SH) quantifiziert werden. Die

Grenzen der in der Literatur vorgeschlagenen Korrelationen zur Ermittlung der Porenzahl e , des Überkonsolidationsverhältnisses OCR und des Ruhedruckbeiwerts K_0 auf der Basis von seismischen Messungen wurden aufgezeigt.

Diese vorliegenden erstmalig zur Diskussion gebrachten Ergebnisse dienen als Grundlage für weitere Untersuchungen mit dem Ziel der Abschätzung der für die Beschreibung und Modellierung des mechanischen Bodenverhaltens benötigten bodenmechanischen Kenngrößen unter Einbeziehung von experimentellen Ergebnissen aus geophysikalischen Methoden, bodenmechanischer Feld- und Laborversuchen. Insbesondere soll die ganzheitliche Ermittlung schichtenspezifischer $G(\gamma)$ -Kurven eine Quantifizierung der diagenetischen Änderungen inhärenter Bodeneigenschaften und ihrer räumlichen Verteilung ermöglichen, die für die probabilistische Modellierung des Baugrunds benötigt wird.

7 Literatur

Atkinson, J.H. (2015): Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, v. 50:5, p. 487-508.

Bauer, M.; Thuro, K.; Scholz, M. & Neumann, P. (2006): The geology of Munich (Germany) and its significance for ground modelling in urban areas. Proceedings of the 10th IAEG International Congress, Nottingham, United Kingdom, 6-10 September 2006.

Foti, S.; Lai, C.G. & Lancellotta, R. (2002): Porosity of fluid-saturated porous media from measured seismic wave velocities. *Géotechnique*, v. 52:5, p. 359-373.

Garofalo F, Foti S, Hollender F, Bard PY et al (2016) InterPACIFIC project: Comparison of invasive and non-invasive methods for seismic site characterization. Part II: inter-comparison between surface-wave and borehole methods. *Soil Dyn Earthq Eng* 82:241–254

Gasparre, A.; Nishimura, S.; Coop, M. R. & Jardine, R. J. (2007): The influence of structure on the behaviour of London Clay. *Géotechnique*, 57:1, 19-31

Jamiolkowski, M, (2012). "Role of geophysical testing in geotechnical site characterization". 3rd De Mello Lecture. Portuguese-Brazilian geotechnical congress. *Soils and Rocks* 35, N°2, 117-140.

Ku, T. & Mayne, P.W. (2013): Evaluating the in situ lateral stress coefficient (K_0) of soils via paired shear wave velocity modes: *Journal of Geoenvironmental Engineering*, 139, 775–787

Ku, T. & Mayne, P.W. (2014): Stress history profiling in soils using OCD-G0 anisotropy relationship: Proceedings of the Institution of Civil Engineers, *Geotechnical Engineering*, 167, 476–490

Lee, J-S., & J. Carlos Santamarina (2005) Bender Elements: Performance and Signal Interpretation. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, Vol. 131 (9)

Lunne, T.; Berre, T.; Andersen, K.H.; Strandvik, S. & Sjursen, M. (2006) Effects of sample disturbance and consolidation procedures on measured shear strength of soft marine Norwegian clays. *Canadian Geotechnical J*, v. 43:7, p. 726-750.

Pereira, A.M., Jone, M., (2010): *Fundamentals of Borehole Seismic Technology*. Schlumberger, Texas, U.S.A.

Stokoe, Kenneth H., & J. Carlos Santamarina. "Seismic-Wave-Based Testing In Geotechnical Engineering." *ISRM International Symposium*, Melbourne, Australia, November 2000

Von Soos, P. (1966): *Baugrund und Gründungsprobleme von München*. Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Hochschule München.

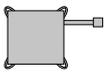
Williamson, S.R. (1991): A guide to the limits of resolution imposed by scattering in ray tomography, *Geophysics*, Vol. 56, S. 202-207.

DELIVERING THE PERFECT MONITORING SOLUTIONS

Instruments



Anchor load cell



Hydraulic pressure cell



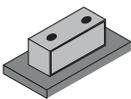
Digital H-Level settlement system



Digital tiltmeter



FLX-Rail®



RDS - Railway Deformation System



B.r.a.in inclinometer system



Vibrating wire piezometer



MPBX extensometer



MD-Profile system



Digital DEX-S inclino-extensometer



Vibrating wire strain gauge



Crackmeter



Digital LT-Inclibus



Earth pressure cell

Readout and dataloggers



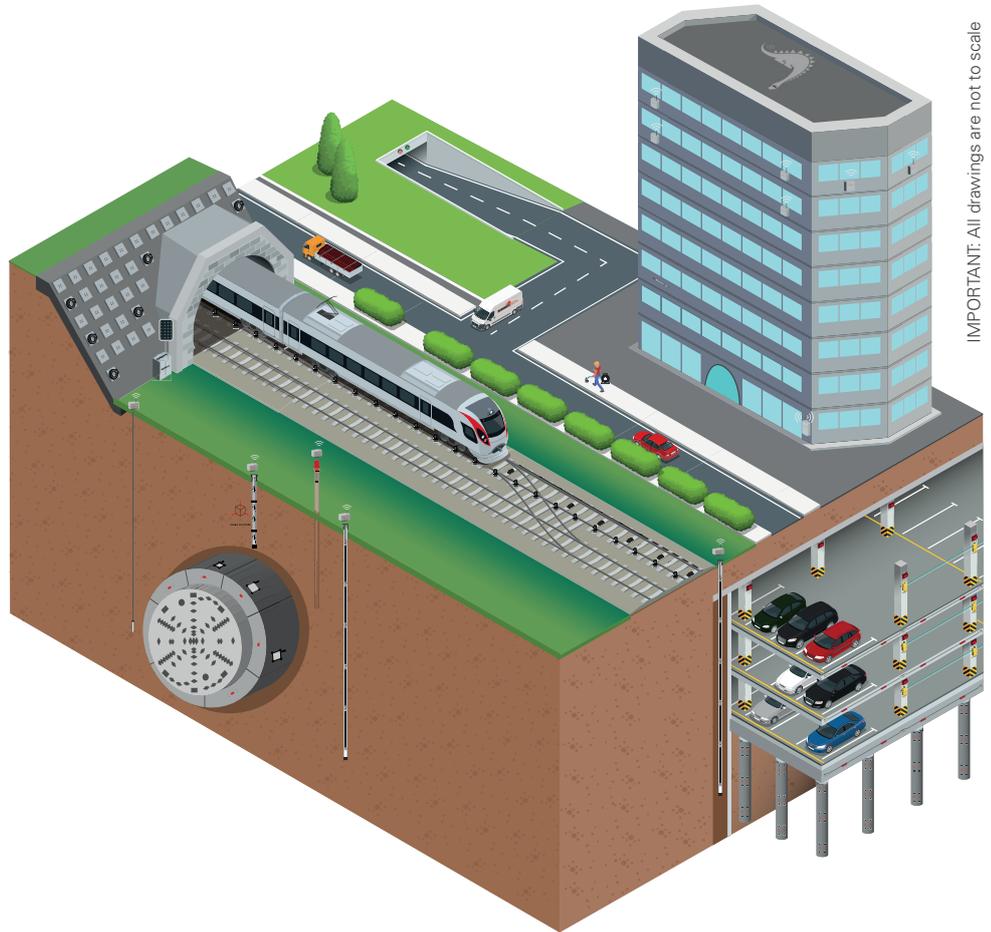
MIND readout



OMNIAlog multichannel datalogger



WR-Log wireless system



IMPORTANT: All drawings are not to scale

CONTACT OUR REFERENCE IN GERMANY: JURGIS.KLAUDIUS@SISGEO.COM

Detektion von Verschiebungen mittels SAR-Interferometrie

Roland Schulze¹, Florian Zimmermann²

¹Bundesanstalt für Wasserbau (BAW), Karlsruhe

²Bundesanstalt für Gewässerkunde (BfG), Koblenz

1 Hintergrund

Die Überwachung von Bauwerken und des Baugrunds ist eine der Kerndisziplinen der Geodäsie und ein wichtiger Aspekt der Geotechnik. Üblicherweise werden dabei in den überwachungsrelevanten Bereichen geodätische Messpunkte bestimmt und mit verschiedenen Messverfahren (z. B. tachymetrisch oder mittels Präzisionsnivellement) beobachtet. Ausgehend von dieser punkthaften Betrachtung wird dann auf das Deformationsgeschehen im betrachteten Bereich geschlossen und bei Bedarf ggf. eine entsprechende Verdichtung mit weiteren Messpunkten initiiert. Allerdings liegt ein großer Nachteil geodätischer Verfahren darin, dass das verantwortliche Personal vor Ort die erforderlichen Messungen mit geeignetem Equipment ausführen und dabei ggf. auch Punktvermarkungen oder anderweitige zusätzliche Tätigkeiten vornehmen muss. Insbesondere bei großräumigen Überwachungen und der Notwendigkeit einer engmaschigen zeitlichen Abtastung kann dies schnell zu hohen zeitlichen und monetären Aufwänden führen.

Mit dem Ziel flächenhafte Informationen zu den Überwachungsobjekten zu generieren, hat sich in den letzten Jahren auch zunehmend der Einsatz von Messverfahren wie dem terrestrischen oder luftgestützten Laserscanning, oder photogrammetrischen Aufnahmen von unbemannten Systemen, etabliert.

Das Verfahren der SAR-Interferometrie (SAR, engl.: Synthetic Aperture Radar) ermöglicht Messungen aus dem All: Ohne vor Ort anwesend zu sein, können mittels satellitengestützter Radarinterferometrie großräumige Bereiche nahezu flächenhaft und mit einer relativ hohen zeitlichen Auflösung beobachtet werden [DMV 2013]. Seit einigen Jahren arbeiten auch die BAW und BfG verstärkt daran, dieses Potenzial zu erschließen und für die vielfältigen geotechnischen und geodätischen Aufgabenstellungen an den Bundeswasserstraßen nutzbar zu machen. Vor diesem Hintergrund verfolgt dieser Beitrag das Ziel, auch in der Geotechnik die Anwendungspotenziale von InSAR darzulegen. In Abschnitt 2 werden in knapper Form die Grundlagen und Verfahrensgrenzen der Messtechnik erläutert und in Abschnitt 3 Daten und Produkte vorgestellt, die in der Praxis unmittelbar eingesetzt werden

können. In Abschnitt 4 wird schließlich anhand ausgewählter Anwendungsbeispiele gezeigt, wie InSAR bei der Bearbeitung von bautechnischen und geotechnischen Fragestellungen genutzt werden kann und welchen Mehrwert dieses Verfahren dabei liefern kann.

2 Satellitengestützte Radarinterferometrie (InSAR)

Die satellitengestützte Radarinterferometrie (InSAR, engl.: Interferometric Synthetic Aperture Radar) ist in der Fernerkundung bereits seit einigen Jahrzehnten ein etabliertes Messverfahren, welches zunächst in Bereichen der Vulkanologie und Seismologie [SALZER, 2017] eingesetzt wurde und zur Erstellung digitaler Geländemodelle bzw. zur Beobachtung von Oberflächenbewegungen herangezogen wird [MAHAPATRA, 2015]. Bereits Anfang der 1990er Jahre wurde mit dem ersten europäischen Radarsatelliten ERS-1 der Grundstein für den weitverbreiteten Einsatz und die kontinuierliche Weiterentwicklung der Auswertung von SAR-Aufnahmen gelegt.

SAR-Satelliten umkreisen die Erde in einer sonnensynchronen und polnahen Umlaufbahn in einer Höhe von etwa 500 – 800 km, wobei die Flugrichtung vom Nordpol Richtung Südpol als absteigender (descending) Orbit und die Flugrichtung vom Südpol Richtung Nordpol als aufsteigender (ascending) Orbit bezeichnet wird. Ein Ort auf der Erde wird nach einer gewissen Anzahl an Tagen – z. B. im Fall der TerraSAR-X-Mission mit einer Wiederkehrrate von 11 Tagen – in exakt gleicher Aufnahmekonstellation überflogen. Werden aufsteigender und absteigender Orbit genutzt, so kann der gleiche Punkt auf der Erdoberfläche auch in kürzeren Abständen, dann mit unterschiedlicher Aufnahmegeometrie beobachtet werden. SAR-Satelliten senden aktiv Mikrowellen im X- und C-Band mit Wellenlängen von etwa 3 bis 6 cm aus, wodurch die Aufnahmen auch bei Nacht und weitgehend unabhängig vom aktuellen Wettergeschehen erfolgen können. Tabelle 1 zeigt für eine Auswahl von SAR-Satelliten (im Sinne von zur Verfügung stehenden Messdaten) den Betriebszeitraum, das verwendete Band (bzw. die genutzte Wellenlänge), sowie die charakteristische Bodenauflösung¹ (vgl. auch Kapitel 3).

¹ Definition von Bodenauflösung gemäß [DIN 18740-4]:
Abstand der Mittelpunkte der von einem Sensorelement erfassten Oberflächenelemente bezogen auf eine mittlere Geländehöhe und eine mittlere Flughöhe

Tabelle 1: Auswahl von SAR-Satelliten (C-Band und X-Band), Stand: Januar 2024

Satellit	Betriebsjahr	Band	Bodenauflösung (ca.) in m × m
ERS-1	1991 – 2000	C	4 × 20
ERS-2	1995 – 2011	C	
Envisat	2002 – 2011	C	4 × 20
Radarsat-1	1995 – 2013	C	bis 8 × 8
Radarsat-2	2007 – heute	C	bis 1 × 3
RCM (RConstMission)	2019 – heute	C	bis 1 × 3
Sentinel-1A	2014 – heute	C	in der Regel
Sentinel-1B	2019 – 2021	C	20 × 5
TerraSAR-X	2007 – heute	X	ca. 1 × 1
PAZ	2018 – heute	X	(HS-Mode)
COSMO-SkyMed-1/2	2007 – heute	X	
COSMO-SkyMed-3	2008 – heute	X	
COSMO-SkyMed-4	2010 – heute	X	bis 1 × 1
COSMO-SkyMed CSG-1	2019 – heute	X	
COSMO-SkyMed CSG-2	2022 – heute	X	

Anmerkung: C-Band: Wellenlänge $\lambda \approx 6$ cm; X-Band: Wellenlänge $\lambda \approx 3$ cm

Die Radarsignale werden mit schräger Blickrichtung (LOS, engl.: line-of-sight), rechtwinklig zur Flugrichtung des Satelliten üblicherweise per rechtsblickendem Seitensicht radar ausgesandt, wobei die Signalenergie auf einen gewissen Bereich am Boden, den sogenannten Footprint, gebündelt wird (vgl. Abbildung 1). Die Ausdehnung des Footprints hängt von der Wellenlänge des Radarsignals und dem jeweiligen Aufnahmemodus des SAR-Satelliten ab. Die ausgesandten Wellen werden an der Erdoberfläche reflektiert und in stark abgeschwächter Form wieder von der Satellitenantenne empfangen. Der Blickwinkel θ variiert dabei bei den Satellitensystemen und dem jeweiligen Orbit zwischen etwa 20° und 50° . Letztlich werden über die Position des Satelliten und die Laufzeit des Signals die Amplituden und Phasen der zurückgestreuten Signale in ein 2-dimensionales Radarbild überführt. Ein solches Radarbild wird auch Szene genannt [DIN 18716].

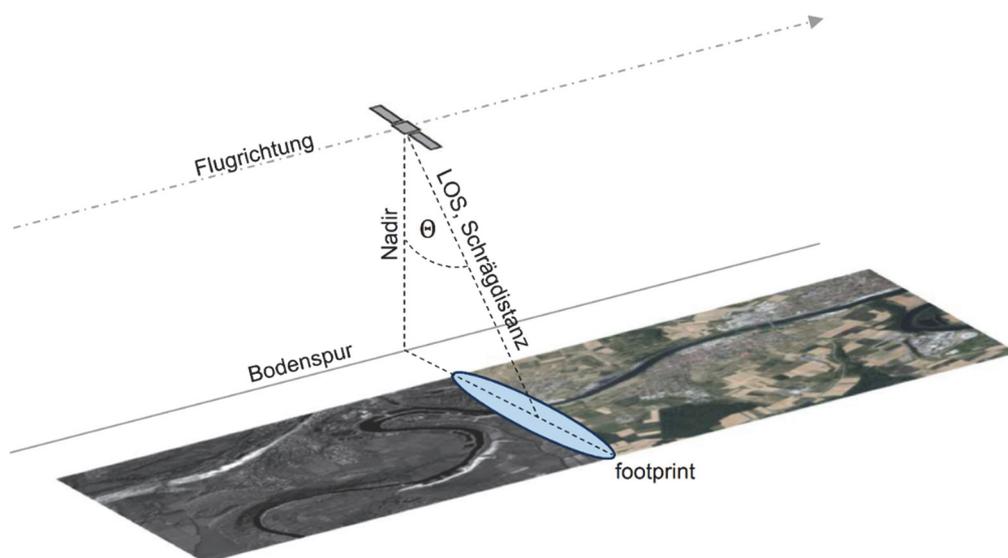


Abbildung 1: Prinzipskizze zur Schrägsichtaufnahme eines SAR-Satelliten

Da SAR-Satelliten in regelmäßigen Abständen die gleichen Gebiete überfliegen, kann mittels der Methode der Interferometrie aus den jeweiligen Beobachtungen auf Bewegungen an der Erdoberfläche geschlossen werden: Bei jedem Überflug des Satelliten werden für Objekte an der Erdoberfläche die Phasen und Amplituden des reflektierten Signals gemessen. Findet nun zwischen zwei Überflügen eine Bewegung des Objektes oder der Erdoberfläche statt, so ändert sich entsprechend auch die gemessene Phasenlage. Aus dem resultierenden Phasenunterschied $\Delta\phi$ zwischen den beiden Beobachtungen kann nun über die Wellenlänge λ des Radarsignals auf die Änderung in der Schrägdistanz Δs , also eine eindimensionale Weglängenänderung in LOS-Richtung, rückgeschlossen werden. Abbildung 2 zeigt das Prinzip dieser relativen Bewegungsmessung schematisch.

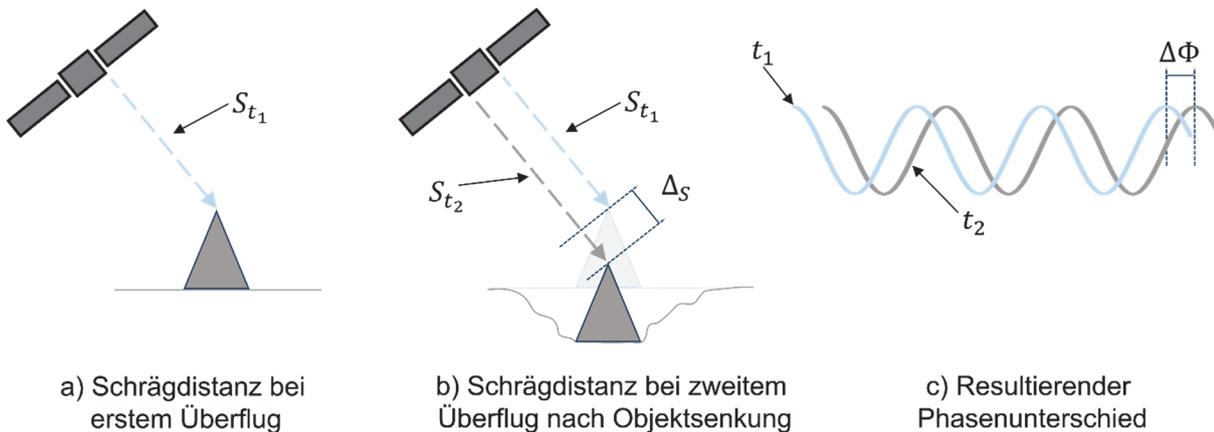


Abbildung 2: Änderung der Schrägdistanz zwischen zwei Überflügen durch Absinken des beobachteten Objekts (links, Mitte) und resultierender Phasenunterschied zwischen beiden Beobachtungszeitpunkten (rechts).

(Abbildung nach TRE ALTAMIRA, <https://site.tre-altamira.com/insar/>)

Da die Relativbewegung zwischen zwei Überflügen aus dem Phasenunterschied des reflektierten Signals abgeleitet wird, wird auch die maximal eindeutig detektierbare Bewegung auf ein Viertel der jeweiligen Wellenlänge ($\pm\lambda/4$) der Satellitensignale limitiert. Die Wellenlängen liegen z. B. bei Sentinel-1 (C-Band) bei 5,6 cm und TerraSAR-X (XBand) bei 3,1 cm (vgl. Tabelle 1). Das bedeutet, dass nur Bewegungen eindeutig erfasst werden können, die zwischen zwei Aufnahmen das Maß von $\pm 1,4$ cm im Fall von Sentinel-1, bzw. $\pm 0,77$ cm im Fall von TerraSAR-X nicht überschreiten. Folglich können insbesondere langsame und kontinuierlich ablaufende Bewegungsprozesse in der genannten Größenordnung sehr gut beobachtet werden. In dieser Hinsicht ist zwischen zwei Überflügen (bzw. zwei aufeinander folgenden Radarszenen) die vergangene Zeit maßgebend. Im Fall eines relativ schnellen Bewegungsgeschehens, wie z. B. Aushub im Tagebau, Kiesgrube oder Baugrube, kann die satellitengestützte Radarinterferometrie die erfolgte Verschiebung zwar in der Regel erkennen, aber nicht mehr eindeutig quantifizieren. Wie zuvor beschrieben wird eine reale, dreidimensionale Bewegung eines Objekts an der Erdoberfläche in die Blickrichtung des Satelliten projiziert. Daraus folgt unmittelbar, dass sich die gemessenen Bewegungen abhängig von der Blickrichtung des Satelliten, bzw. dem jeweiligen Satellitenorbit, unterscheiden. Um dies zu verdeutlichen wird in Abbildung 3 die Projektion einer ostwärts gerichteten Senkung D_{real} in die LOS-Richtung des aufsteigenden und absteigenden Orbits dargestellt.

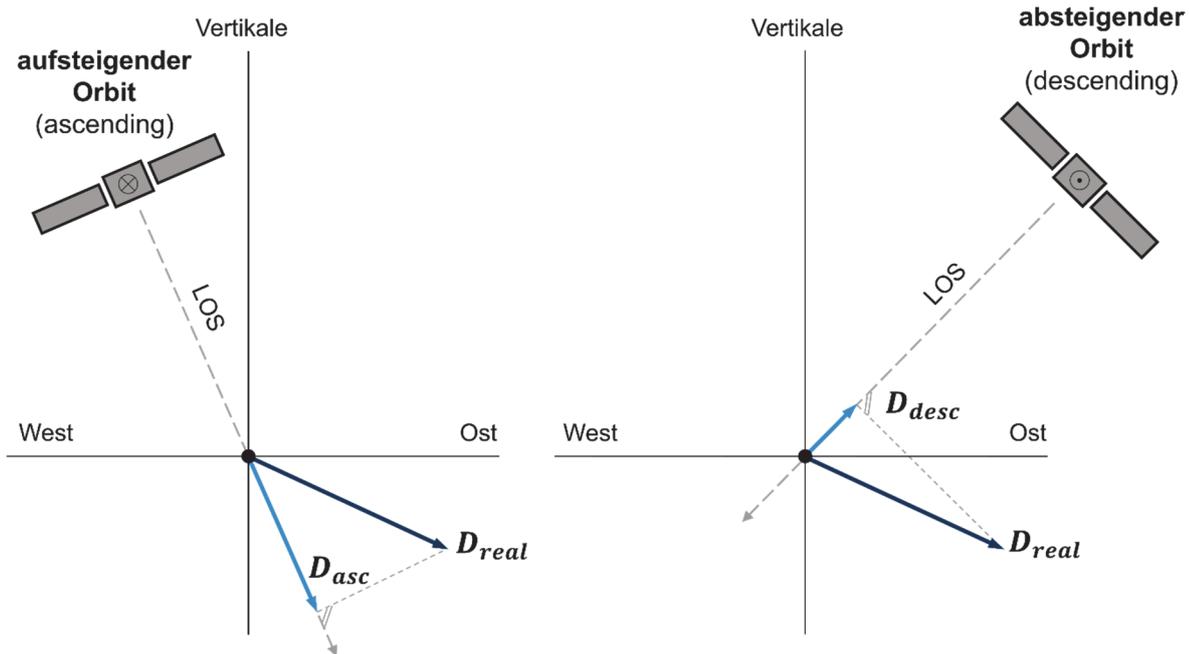


Abbildung 3: Projektion einer dreidimensionalen Punktbewegung in die jeweilige Blickrichtung (LOS) des Satelliten.

(Abbildung nach TRE ALTAMIRA, <https://site.tre-altamira.com/insar/>)

Im Fall des aufsteigenden Orbits wird D_{real} als Bewegung weg vom Satelliten sichtbar (D_{asc} , negatives Vorzeichen), während sie sich im absteigenden Orbit D_{real} als Bewegung in Richtung des Satelliten (D_{desc} , positives Vorzeichen) zeigt. Dieses Verhalten ist bei einer alleinigen Analyse der in LOS-Richtung bestimmten Bewegungen zwingend zu berücksichtigen. Eine eindeutige Trennung in eine vertikale und horizontale Bewegungskomponente gelingt deshalb nur, wenn zu einem Messpunkt sowohl Beobachtungen in aufsteigendem, als auch absteigendem Orbit vorliegen. Ist dies der Fall, kann eine sogenannte 2D-Dekomposition durchgeführt werden, welche die Beobachtungen in LOS-Richtung D_{asc} und D_{desc} in eine vertikale Bewegungskomponente D_V und eine Ost-West-gerichtete Komponente D_{OW} zerlegt.

Die 2D-Dekomposition setzt voraus, dass sich die Beobachtungen aus den unterschiedlichen Aufnahmegeometrien auf das identische Ziel beziehen. Da dies allerdings in der Regel nicht der Fall ist, wird in einem Vorverarbeitungsschritt ein Raster über das Untersuchungsgebiet gelegt, dessen Rasterweite u.a. in Abhängigkeit der räumlichen Auflösung des jeweiligen Satelliten gewählt wird. Anschließend werden jeweils die LOS-Beobachtungen des aufsteigenden und absteigenden Orbits innerhalb einer Gitterzelle gemittelt und einem sogenannten Pseudo-Messpunkt zugewiesen, welcher räumlich dem

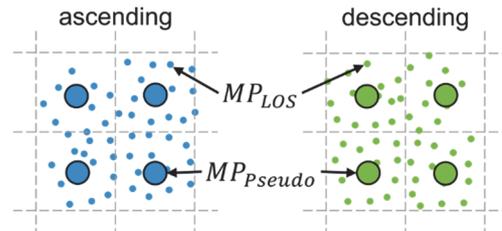
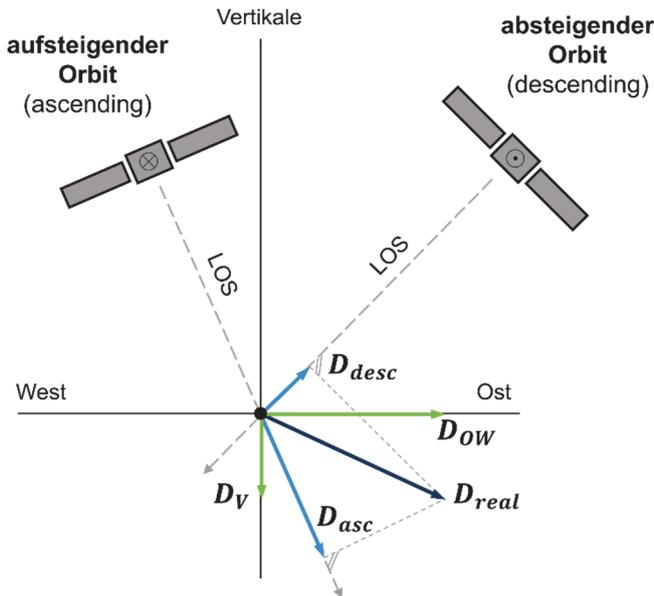


Abbildung 4: Dekomposition einer Punktbewegung in eine vertikale und horizontale Ost-West Komponente unter Verwendung der Daten des aufsteigenden und absteigenden Orbits.

(Abbildung nach TRE ALTAMIRA, <https://site.tre-altamira.com/insar/>)

Abbildung 5: Generierung von Pseudo-Messpunkten durch Rasterung und Mittelbildung der LOS-Beobachtungen.

Mittelpunkt der jeweiligen Rasterzelle entspricht (vgl. Abbildung 5). Nach einer zeitlichen Interpolation, welche die unterschiedlichen Beobachtungszeitpunkte der beiden Orbits berücksichtigt, kann dann für jede Rasterzelle, welche einen Pseudo-Messpunkt aus aufsteigendem und absteigendem Orbit enthält, die 2D-Dekomposition erfolgen.

Aufgrund des polnahen Orbits und der Beobachtung senkrecht zur Flugrichtung ist InSAR allerdings wenig sensitiv gegenüber Nord-Süd-gerichteten Bewegungen, wodurch lediglich eine Ost-West-gerichtete Komponente mit hoher Qualität abgeleitet werden kann. Abbildung 4 zeigt schematisch die 2D-Dekomposition aus LOS-Bewegungen im ascending und descending Orbit.

Für eine stabile und belastbare InSAR-Auswertung werden in der Regel ungefähr 20 SAR-Szenen des relevanten Untersuchungsgebietes benötigt. Als Messpunkte werden schließlich die Rückstreuer (engl.: persistent scatterer) bestimmt, welche in allen verwendeten SAR-Szenen ein möglichst kohärentes Rückstreusignal aufweisen, d. h. in

allen Szenen in ähnlicher Qualität vorhanden sind. Das bedeutet, dass im Fall von Bautätigkeiten im Beobachtungszeitraum keine Messpunkte automatisiert erkannt werden, wenn z. B. ein Gebäude neu errichtet wird, da vor dem Bau aufgezeichneten Daten nicht eindeutig in Beziehung gesetzt werden können. Entsprechend können auch im Fall eines Gebäudeabrisses Messpunkte verloren gehen, da diese in dem nach dem Abrisszeitpunkt aufgenommene Datenmaterial nicht mehr identifiziert werden können. Generell ist zu beachten, dass in Gebieten mit Vegetation kaum auswertbare Signale reflektiert werden und auch über Wasserflächen keine Messpunkte bestimmt werden können.

Grundsätzlich wird in der Radarinterferometrie zwischen zwei Typen von Rückstreuern (engl.: scatterer) unterschieden: (1) *permanente Rückstreuer* und (2) *flächenhafte Rückstreuer*. Tabelle 2 gibt eine Übersicht zu den Messpunkttypen und ihren Eigenschaften.

Tabelle 2: Übersicht zu Messpunkttypen

Permanente Rückstreuer	Punktartige Rückstreuer mit starkem und konstantem Rückstreusignal Treten häufig an menschengemachten Objekten auf Beispiele: Gebäude, lineare Strukturen, Schilder, etc.
Flächenhafte Rückstreuer	Flächen mit schwachem, aber in der Fläche homogenen Rückstreusignal Verortung z. B. über Flächenmittelpunkt Beispiele: Brach-, Schutt-, Geröllflächen, Wegeflächen, etc.
Corner Reflektoren	Künstliche Reflektoren mit eindeutig reproduzierbarem Reflexionspunkt Sehr starkes Rückstreusignal Exakte Ausrichtung des Reflektors notwendig

Sowohl permanente, als auch flächenhafte Rückstreuer weisen in der Georeferenzierung eine Unsicherheit im Meterbereich auf, wobei die Unsicherheit u. a. von der räumlichen Auflösung der Satellitendaten, der Anzahl an genutzten SAR-Aufnahmen und der Länge des Beobachtungszeitraums abhängt. Im Gegensatz dazu liegt die Unsicherheit der relativen Bewegungsänderungen der Rückstreuer im Submillimeter bis Millimeterbereich. Das bedeutet, dass zwar die exakte Lage der bestimmten Rückstreuer nicht bekannt und auch nicht vorhersagbar ist, deren Bewegungsverhalten jedoch hochpräzise bestimmt werden kann. Einen Sonderfall bilden in diesem Zusammenhang künstliche Reflektoren, sogenannte Corner-Reflektoren. Bei diesen Reflektoren ist der Reflexionspunkt aufgrund der Anordnung der Flächen des Reflektors exakt berechenbar und kann nach einer Einmessung mit klassischen geodätischen Verfahren oder in Verbindung mit einer permanent verbauten GNSS-Antenne auch in lokale oder übergeordnete Koordinatensysteme integriert werden [SPRECKELS ET AL., 2020].

Als Ergebnis einer InSAR-Auswertung liegt üblicherweise für jeden Rückstreuer eine mittlere Bewegungsgeschwindigkeit pro Jahr, relativ zu einem im Untersuchungsgebiet a-priori festgelegten und als stabil angenommenen Referenzpunkt, sowie die zugehörige Varianz vor. Zudem wird die Relativbewegung jedes Messpunktes auch als Zeitreihe über den Beobachtungszeitraum zur Verfügung gestellt und erlaubt so auch eine zeitliche Analyse des Bewegungsverhaltens.

Aufgrund der Schrägsichtaufnahme und der Unebenheit der Erdoberfläche ergeben sich bei der Generierung 2-dimensionaler Radarbilder besondere geometrische Abbildungseffekte, welche als *Verkürzung* (Foreshortening), *Umklappung* (Layover) und *Radarschatten* (Radarshadow) bezeichnet und in Abbildung 6 schematisch verdeutlicht werden.

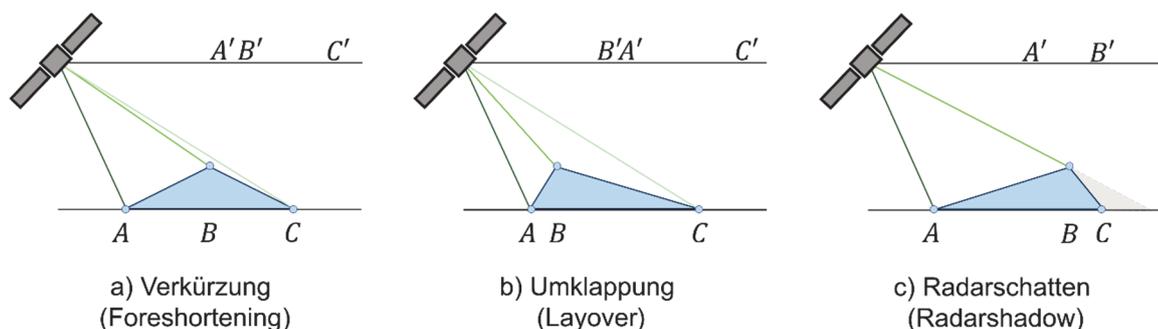


Abbildung 6: Aufgrund der Schrägaufnahme auftretende Abbildungseffekte.
(Abbildung nach [SCHNEIDER, 2023])

Im Fall der sogenannten *Verkürzung* werden Erhöhungen der Erdoberfläche, wie z. B. Berghänge, in der Schrägsicht verkürzt dargestellt, da die Wellenfront an den zum Sensor geneigten Oberflächen nahezu zeitgleich reflektiert wird. In Abbildung 6 wird dies durch den Vergleich der am Boden gemessenen Strecke zwischen den Punkten *A* und *B*, sowie der in die Schrägsicht projizierten Strecke zwischen den Punkten *A'* und *B'*, deutlich. Übersteigt die Neigung der Erdoberfläche den Einfallswinkel, so wird das Radarsignal im oberen Bereich des Geländes vor dem unteren Bereich reflektiert, was zu einer Überlagerung der Signale führt (vgl. Abbildung 6, Mitte). Dieser als *Umklappung* bezeichnete Effekt tritt insbesondere auch in urbanen Gebieten an Häuserwänden auf und kann dazu führen, dass Gebäude im Radarbild in Richtung der Sendeantenne geneigt erscheinen. Aufgrund der Schrägsicht des Satelliten kann es in Bereichen mit vom Satelliten weggeneigten Oberflächen zu *Radarschatten* kommen, da das Radarsignal diese Bereiche nicht mehr erreicht (vgl. Abbildung 6, rechts). Insbesondere in bergigen Regionen tritt dieses Phänomen häufig auf und auch in urbanen Gebieten werden oftmals nur dem Satelliten zugewandte Gebäudeteile beobachtet.

3 Datenquellen und Produkte

Betrachtet man Datenquellen und daraus abgeleitete Produkte der satellitengestützten Radarinterferometrie, so kann nach kostenfreien und kommerziell verfügbaren Daten unterschieden werden. In der heutigen Zeit ist der Sentinel-1A Satellit (zeitweilig auch Sentinel-1B) aus dem Copernicus-Programm der Europäischen Union und betrieben durch die Europäische Weltraumorganisation (ESA) als wichtigste frei verfügbare Quelle für flächendeckende SAR-Aufnahmen zu nennen. Seit 2014 umkreist der Satellit mit einer Wiederkehrzeit von 12 Tagen die Erde (6 Tage bei zwei Satelliten Konstellation), wobei eine Szene eine ungefähre Ausdehnung von 250 km in Aufnahmerichtung und wenigen hundert Kilometern in Flugrichtung und eine typische Bodenauflösung von 5 x 20 m (Interferometric Wide Swath Mode) aufweist. Aufgrund der zeitlich konstanten Aufnahmen und der hohen Flächenleistung werden die Satellitendaten bevorzugt für großräumige Bodenbewegungsüberwachungen genutzt. Frei verfügbar sind Daten aus dem BodenBewegungsdienst Deutschland (BBD, [KALIA ET AL., 2021]) – betrieben und entwickelt von der Bundesanstalt für Geowissenschaften und Rohstoffe (BGR) – sowie dem europäischen Bodenbewegungsdienst European Ground Motion Service (EGMS, [CROSETTO ET AL., 2021]).

Der BBD stellt auf nationaler Ebene flächendeckend für ganz Deutschland Daten zu Rückstreuern bereit, die nach dem Verfahren der *Persistent Scatterer Interferometrie* (PSI) bestimmt wurden, wobei in der aktuellen Version Satellitendaten von 2015 bis Ende 2021 in die Auswertung eingehen. Für jeden Rückstreuer werden für beide Orbits die in LOS-Richtung bestimmten Bewegungen sowohl als mittlere Bewegungsgeschwindigkeiten als auch in Form einer Zeitreihe zur Verfügung gestellt. Des Weiteren wird in einem 50 m Raster auch eine 2D-Dekomposition durchgeführt und für jeden der darin bestimmten Pseudo-Messpunkte eine vertikale und eine horizontale Ost-West-gerichtete Bewegungsänderung bestimmt. Daten des BBD können in der zugehörigen Web-App (<https://bodenbewegungsdienst.bgr.de>) interaktiv visualisiert und auch heruntergeladen werden.

Der EGMS (<https://egms.land.copernicus.eu>) ist Teil des Copernicus Landüberwachungsdienstes und hat zum Ziel, auf europäischer Ebene länderübergreifend konsistente InSAR-basierte Bodenbewegungsdaten zur Verfügung zu stellen. Datengrundlage sind ebenfalls die Satellitenaufnahmen der Sentinel-1A/B Mission, wobei in der jeweiligen Produktversion immer ein 5-jähriger Beobachtungszeitraum prozessiert wird. In der aktuellen Version von EGMS werden für den Zeitraum 2018-2022 Punktbewegungen in LOS-Richtung, als auch zerlegt in vertikale und Ost-West gerichtete Komponenten, bereitgestellt, wobei bei der 2D-Dekomposition ein 100 m-Raster Anwendung findet. Auch EGMS ist als Web-Dienst realisiert, welcher eine interaktive Visualisierung der Daten und deren Download ermöglicht. In Kapitel 4 wird die Nutzung von EGMS in einem Anwendungsbeispiel vorgestellt.

Als Alternative zu den frei verfügbaren Diensten können auch kommerzielle Satellitendaten für eine InSAR-Prozessierung genutzt werden. Der wesentliche Unterschied liegt darin, dass die räumlich deutlich höher aufgelösten, kommerziellen Satellitenaufnahmen nicht flächendeckend für ganz Deutschland vorliegen, sondern explizit bei dem jeweiligen Satellitenbetreiber in Auftrag gegeben werden müssen. Mit diesem als *Tasking* bezeichneten Schritt sollte möglichst frühzeitig begonnen werden, da die Aufnahmekapazitäten der Satelliten begrenzt, aber auch stark nachgefragt sind. Je nach

Aufnahmemodus des Satelliten sind bei kommerziellen Systemen wie z. B. TerraSAR-X² Bodenauflösung kleiner $1\text{ m} \times 1\text{ m}$ möglich, was allerdings dazu führt, dass in einer Satellitenszene ein kleineres Gebiet abgedeckt wird. Bei Anwendungen in Bauwerksgrößenordnung ist dies jedoch zumeist völlig ausreichend. Oft werden spezialisierte Dienstleister mit dem Tasking und der Prozessierung der Satellitendaten beauftragt. Ein frühzeitiges Einbinden von Expertenwissen kann erheblich dazu beitragen, dass (1) geeignete Daten beschafft werden, (2) die Datenauswertung korrekt und belastbar ist und (3) auch die generierten Nutzerprodukte den anwendungsspezifischen Anforderungen entsprechen.

Einer der wesentlichen Unterschiede zwischen frei verfügbaren und kommerziellen Satellitendaten liegt in der erreichbaren Messpunktdichte, welche aus der unterschiedlichen räumlichen Auflösung und Wellenlänge der Satellitensignale resultiert. Um dies zu verdeutlichen sind in Abbildung 7 für ein ca. $400\text{ m} \times 350\text{ m}$ großes Untersuchungsgebiet die Messpunkte des BBD und des EGMS einer auf kommerziellen Satellitendaten basierenden Auswertung gegenübergestellt und in Tabelle 3 ist die jeweilige Anzahl an Messpunkte aufgeführt. Bei dem Untersuchungsgebiet handelt es sich um ein Gelände am Neckar, welches bereits seit einigen Jahren im Auftrag der BfG mit hochaufgelösten Satellitendaten (TerraSAR-X/PAZ im HS-Modus, Bodenauflösung $1\text{ m} \times 1\text{ m}$) beobachtet wird. Die Auswertung der Daten erfolgte durch die Firma Tre Altamira³ und basiert auf deren patentiertem SqueeSAR[®] Algorithmus [FERRETTI ET AL., 2011], welcher als Multi-Interferogramm-Verfahren eine statistische Auswertung von permanenten und flächenhaften Rückstreuern (PS und DS) ermöglicht. Dargestellt sind die Messpunkte aus dem absteigenden Orbit, wobei für alle Daten eine einheitliche Kohärenzschwelle⁴ von 0,75 gewählt wurde.

² <https://www.dlr.de/de/forschung-und-transfer/projekte-und-missionen/terrasar-x>

³ <https://site.tre-altamira.com/>

⁴ Die Kohärenz kann vereinfacht als Qualitätsmaß mit einem Wertebereich von 0 bis 1 verstanden werden, welches eine Aussage über die Qualität und Stabilität der interferometrischen Phase über die Zeit erlaubt. Je größer der Wert, desto zeitlich stabiler ist das Rückstreuerverhalten des Messpunktes.

Der optische Vergleich anhand Abbildung 7 und auch der quantitative Vergleich mittels Tabelle 3 bestätigen die deutliche Erhöhung der Messpunktdichte durch die Nutzung kommerzieller, hochauflöster Satellitendaten. Während in den frei verfügbaren Diensten nur an vereinzelten Stellen Rückstreuer an den Bauwerken existieren, ist mit den kommerziellen Daten eine nahezu flächenhafte Betrachtung der Bauwerke möglich.



Abbildung 7: Messpunkte in LOS im Untersuchungsgebiet (ca. 400 x 350 m) bei einer einheitlichen Kohärenzschwelle von 0,75 (links: BBD, Mitte: EGMS, rechts: SqueeSAR® (Datengrundlage: TerraSAR-X HS-Mode), Geobasisdaten: © GeoBasis-DE / BKG (2024))

Tabelle 3: Je nach Produkttyp verfügbare Anzahl an Messpunkten in Untersuchungsgebiet (ca. 400 x 350 m) bei einer einheitlichen Kohärenzschwelle von 0,75.

BBD (2015-2021)	EGMS (2018-2022)	SqueeSAR® (Datengrundlage TerraSAR-X HS-Mode) (2021-2022)		
		# Messpunkte gesamt	# Persistent Scatterer (PS)	# Distributed Scatterer (DS)
# Messpunkte	# Messpunkte	# Messpunkte gesamt	# Persistent Scatterer (PS)	# Distributed Scatterer (DS)
46	148	16038	5719	10319

Diesen Anspruch haben weder BBD noch EGMS, da in beiden Diensten die großräumige Überwachung von Bodenbewegungen im Vordergrund steht. Dennoch kann festgehalten werden, dass auch aus den Daten der frei verfügbaren Dienste wertvolle, bauwerksspezifische Informationen – mit quantitativen Messergebnissen in vergleichbarer

Qualität – ableitbar sind (vgl. Kapitel 4). Des Weiteren fällt auf, dass die Anzahl der Messpunkte bei BBD und EGMS unterschiedlich ist, obwohl in beiden Fällen Sentinel-Aufnahmen die Datengrundlage bilden. Neben nicht identischen Auswertansätzen sind auch die unterschiedlichen Prozessierungszeiträume (BBD: 7 Jahre, EGMS: 5 Jahre) als Ursache zu nennen. Mit zunehmender Beobachtungsdauer kommt es üblicherweise zu einer Verringerung der nutzbaren Rückstreuer, welche z. B. aus baulichen Veränderungen oder einer Veränderung der Vegetation resultieren kann.

4 Anwendungsbeispiele aus Bau- und Geotechnik

4.1 Saisonale Bewegungen von Brücken (Besigheim)

Beim Entwurf von geotechnischen Messprogrammen [DIN EN ISO 18674-1:2015-09] werden Informationen hinsichtlich der zu erwartenden Verformungen benötigt, um z. B. Schwellen-, Eingreif-, und Alarmwerte für die von der Bautätigkeit betroffenen Bauwerke festzulegen. Ähnliches gilt für Beweissicherungsverfahren. Obwohl in vielen Fällen geodätische Messreihen zum Bauwerksverhalten vorliegen, sind diese in der Regel zeitlich nicht hinreichend aufgelöst, um saisonale Verformungen messtechnisch ausreichend zu erfassen.



Abbildung 8: Brücke Neckarquerung L 1115 in Besigheim, Blick in Richtung Süden

Auch die Größe der Zwangsbeanspruchung von Bauwerken wird neben Bauwerksgeometrie, Konstruktionsart sowie örtlich anstehendem Baugrund usw. durch saisonale Temperaturschwankungen bestimmt. Um Auswirkungen auf die Größe des auf die Widerlager wirkenden mobilisierten Erddrucks zu berücksichtigen, ist z. B. Kriechen und Schwinden des Betons sowie das Temperaturverhalten von größeren Brückenbauwerken (in horizontaler Richtung) zu untersuchen. In diesem Zusammenhang wird verwiesen auf [RE-ING 2022] Abs. 4.1 und 2.3 und [FGSV M-526] Abs. 5.2.4.1.

Um aufzuzeigen, wie bei solchen Fragestellungen Satellitendaten herangezogen werden können, wird exemplarisch eine Straßenbrücke betrachtet. Auf dieser Brücke wird in Besigheim die Landesstraße L 1115 über den Neckar geführt. Die Brücke hat eine lichte Weite von knapp 70 m (Abbildung 8).

Messergebnisse basierend auf Satellitendaten stehen bei EGMS zur Verfügung, die nachfolgend betrachtet werden. Zunächst wird im Auswertemodus „CALIBRATED (Level 2B)“ für einen in Brückenmitte exemplarisch gewählten Reflektionspunkt die Verschiebung



Abbildung 9: Verschiebungen in Blickrichtung (LOS) an Brücke L1115 in Besigheim aus EGMS, Quelle: <https://egms.land.copernicus.eu/>

in Blickrichtung „line-of-sight“ (LOS) des Satelliten heruntergeladen. Im betrachteten Fall handelt es sich um einen Punkt mit der Bezeichnung 2ICUN4FD6q, der im absteigenden Orbit (descending) aufgenommen wurde. Die Blickrichtung wird in zwei kreisförmigen Darstellungen im Bereich „rechts oben“ des Zeit-Verschiebungs-Diagramms in Abbildung 9 veranschaulicht. Die saisonalen Verschiebungen in Blickrichtung liegen zwischen -4 mm (Winter: „Setzung“) und $+13$ mm (Sommer: „Hebung“), die Schwingungsbreite ergibt sich daraus zu maximal etwa 17 mm.

Zu den Daten des Zeit-Verschiebungsdiagramms (aus Abbildung 9) wurden in Abbildung 10 Temperaturdaten der nächstgelegenen Station des Deutschen Wetterdienstes (DWD) hinzugefügt. Es ist erkennbar, dass der zeitliche Verlauf beider Messgrößen gut zueinander passt. Der Temperaturverlauf scheint der Verformung sogar etwas vorauszueilen, was plausibel wäre, da sich das Betonbauwerk nur verzögert aufwärmt bzw. abkühlt.

Um die Satellitendaten einer Plausibilitätsprüfung zu unterziehen, wird rechnerisch eine grobe Abschätzung vorgenommen: Unter Annahme einer Temperaturdifferenz von 25°K ,

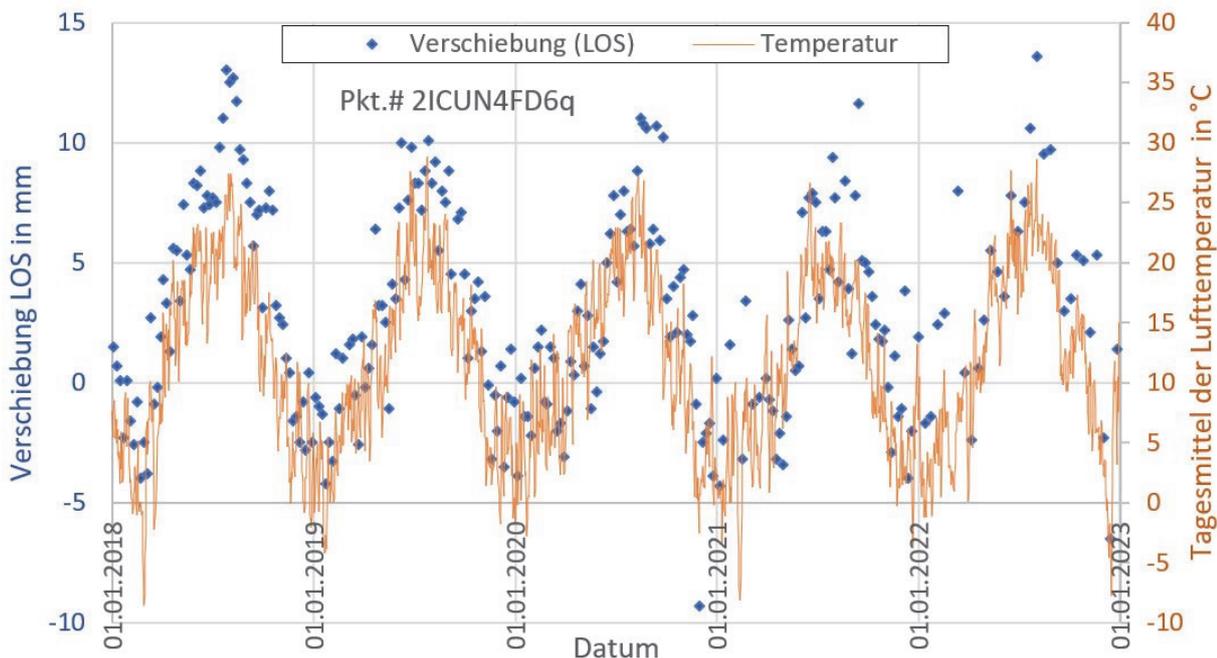


Abbildung 10: Gegenüberstellung der gemessenen Verschiebung (LOS) und der Temperatur, gemessen an der nächstgelegenen DWD-Station (Entfernung ca. 8 km)

Datenquellen: Verschiebungen <https://egms.land.copernicus.eu/>

Temperatur: Deutscher Wetterdienst DWD (Station Sachsenheim ID 4349), Tagesmittel der Lufttemperatur in 2 m Höhe

https://opendata.dwd.de/climate_environment/CDC/observations_germany/climate/daily/kl/historical/

einer lichten Weite von 68 m, einem Bogenstich von 9,5 m und unverschieblichen Brückenwiderlagern ergibt sich eine Vertikalverschiebung in Flussmitte von etwa 3 cm. Umgerechnet auf einen Blickwinkel (incidence angle) von $39,01^\circ$ ergeben sich daraus ca. 23 mm in LOS. Dieser Wert kann als zu erwartender Maximalwert angesehen werden, da die Widerlager als unverschieblich und die Temperaturbelastung als stationär angenommen wurden. Die Größe der vom Satelliten gemessenen o. g. Schwingungsbreite von 17 mm (LOS) kann daher als plausibel angesehen werden. Mit den Daten aus der satellitengestützten Erkundung kann so (im Vorfeld von Baumaßnahmen) das normale, temperaturabhängige Verhalten des Bauwerks ermittelt werden.

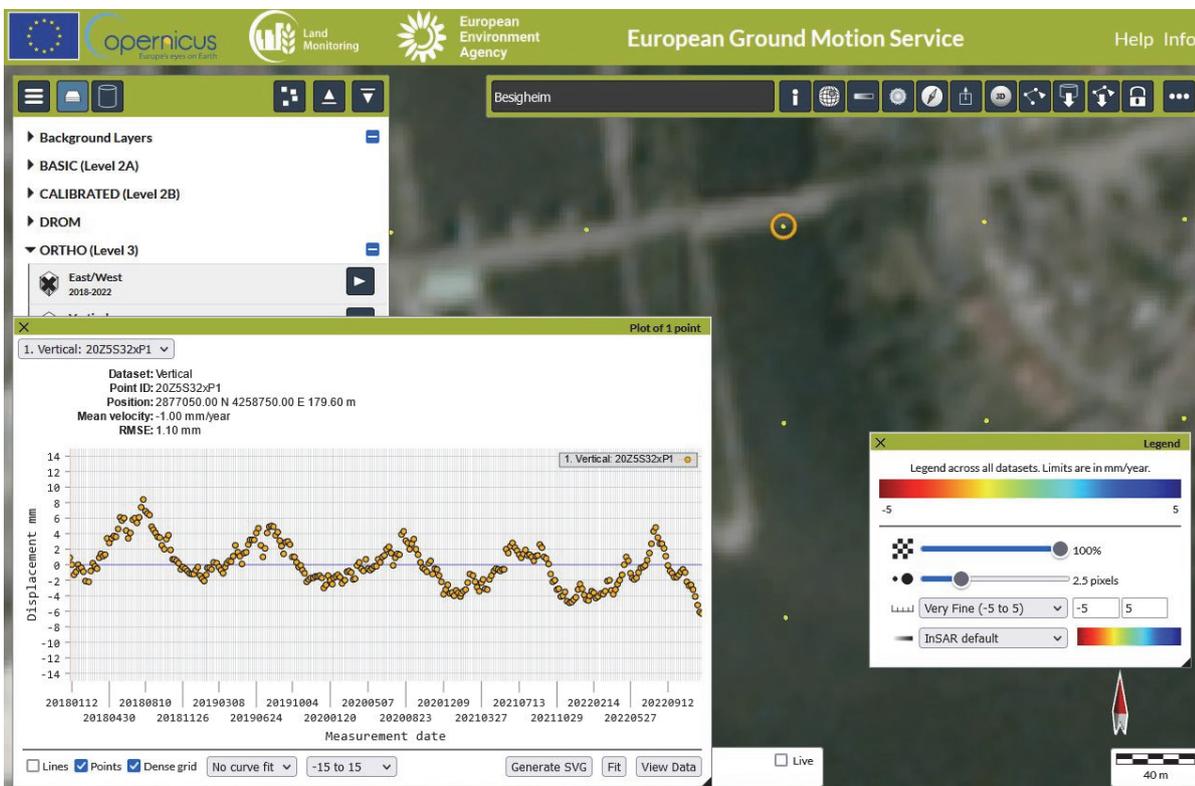


Abbildung 11: Verschiebungen in Vertikalrichtung an Brücke L115 in Besigheim aus EGMS, Quelle: <https://egms.land.copernicus.eu/>

Häufig sind jedoch nicht Verschiebungen in LOS von Interesse, sondern Verschiebungen in vertikaler und horizontaler Richtung. Diese Verschiebungskomponenten werden mittels 2D-Dekomposition ermittelt und werden im Auswertemodus „ORTHO (Level 3)“: „Vertical“ bzw. „East/West“ (Abbildung 11) im 100 m-Raster zur Verfügung gestellt.

Bei der 2D-Dekomposition werden mehrere LOS-Messungen, wie bereits in Abs. 2 näher erläutert, automatisiert entlang eines regelmäßig angeordneten Rasters zusammengefasst.

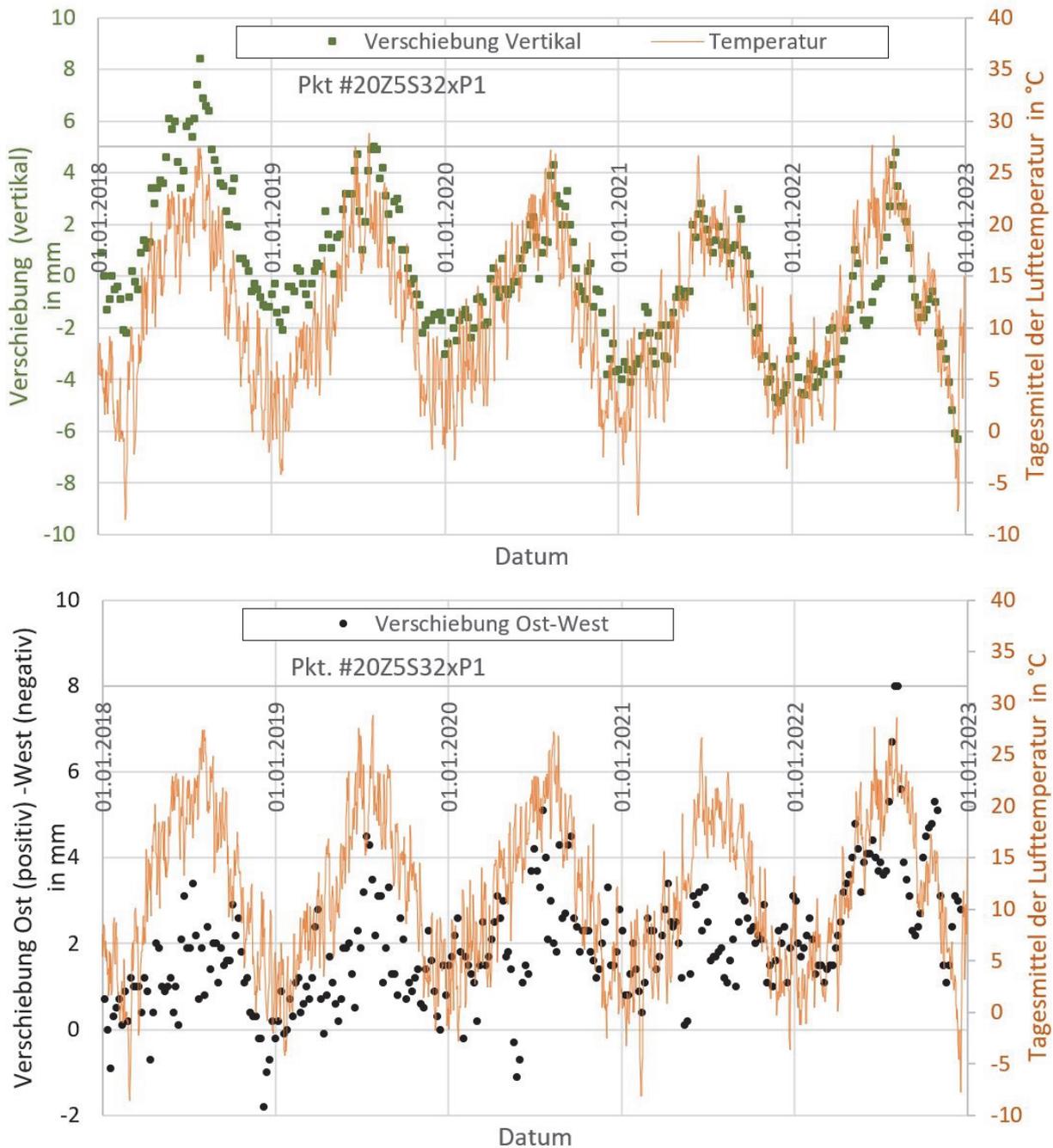


Abbildung 12: Gegenüberstellung der gemessenen Vertikalverschiebung (Diagramm oben) und Ost-West-Verschiebungen (Diagramm unten) sowie jeweils der Temperatur, gemessen an der nächstgelegenen DWD-Station (Entfernung ca. 8 km); Datenquellen: Verschiebungen

<https://egms.land.copernicus.eu/>

Temperatur: Deutscher Wetterdienst DWD (Station Sachsenheim ID 4349), Tagesmittel der Lufttemperatur in 2 m Höhe

https://opendata.dwd.de/climate_environment/CDC/observations_germany/climate/daily/kl/historical/

Im Fall der betrachteten Brücke steht allerdings nur ein einziger Rasterpunkt (20Z5S32xP1) zur Verfügung, der das Bewegungsverhalten im Bereich der gesamten Brücke charakterisiert. In Abbildung 12 sind Daten zur Vertikalbewegung sowie in Ost-Westrichtung gemeinsam mit dem Temperaturverlauf dargestellt. Auch hier ist ein deutlicher saisonaler Temperatureinfluss erkennbar: Die Schwingungsbreite der Vertikalverschiebung beträgt ca. 8 bis 11 mm, die der Ost-West-Bewegung ca. 5 bis 7 mm.

Zu berücksichtigen ist, dass es sich bei diesen Angaben um Werte handelt, die im 100 m-Raster eine Fläche von 10 000 m² repräsentieren. Bei Wahl des BBD ergibt sich im 50 m-Raster entsprechend eine Fläche von 2 500 m².

Daraus ist ersichtlich, dass die Bodenauflösung von Sentinel-1 bei Betrachtung dieses Brückenbauwerks an Grenzen stößt. Eine deutlich bessere Bodenauflösung von ca. 1 m x 1 m kann z. B. TerraSAR-X (TSX) im Bildmodus „High Resolution SpotLight“ (HS) liefern. Dies entspricht nach 2D-Dekomposition in einem 2 m-Raster einer Fläche von 4 m². Derart hochaufgelöste Daten sind jedoch kostenpflichtig und werden in der Regel nur nach Bestellung aufgezeichnet. In seltenen Fällen besteht die Möglichkeit, preisgünstiger auf Archivdaten aus früher erfolgten Aufnahmen zurückzugreifen. Eine Übersicht der vorhandenen TSX-Aufnahmen steht zur Verfügung unter:

<https://terrasar-x-archive.terrasar.com>

Zwar ist der katastrophale Einsturz der Morandi-Brücke in Genua von 2018 nicht auf geotechnische Mängel zurückzuführen, jedoch konnten aus Satellitendaten Warnsignale abgeleitet werden [MILILLO ET AL., 2019]. Allerdings sind hierzu besondere Auswertungsansätze erforderlich, sodass gegenwärtig (noch) nicht davon ausgegangen werden kann, dass selbst bei automatisierter und flächendeckender Anwendung üblicher Standardverfahren eine derartige Katastrophe hätte sicher vermieden werden können.

4.2 Hebungen wegen Quellprozessen (Staufen im Breisgau)

In Staufen im Breisgau kam es in Folge von geothermischen Bohrungen zu Wasserzutritten in quellfähige anhydrithaltige Schichten [SASS & BURBAUM, 2012], was im Laufe der Zeit zu erheblichen Gebäudeschäden im historischen Stadtzentrum führte. Um die Bewegungen zu dokumentieren wurden auch hier Satellitendaten betrachtet [LUBITZ ET AL., 2013; SCHENK, 2015].

Am Beispiel von Staufen wird im Rahmen dieses Beitrags veranschaulicht, dass der Bodenbewegungsdienst der BGR auch die Möglichkeit bietet, mit wenigen Klicks interaktiv Schnitte (dort „Transsekt“ genannt) durch interessierende Bereiche zu legen.

In Abbildung 13 ist exemplarisch entlang der roten Markierung (von Norden nach Süden) ein Schnitt durch das Stadtzentrum von Staufen geführt.

Im dazugehörigen Diagramm sind die mittleren vertikalen (Hebungs-) Geschwindigkeiten entlang dieses Schnitts dargestellt. Zusätzlich besteht die Möglichkeit, zu den ausgewählten Punkten den jeweiligen zeitlichen Verlauf der Hebungen über den gesamten Messzeitraum abzurufen. Damit kann der zeitliche Verlauf der Bewegungen relativ einfach nachvollzogen werden. Dies gilt flächendeckend und rückblickend für das gesamte betrachtete Areal. Damit kann z. B. der Aufwand für Beweissicherungsmaßnahmen optimiert werden, weil die von der Bewegung betroffene Fläche gut identifizierbar ist. Selbstverständlich beziehen sich diese Messergebnisse nicht unbedingt auf die Geländeoberfläche, vielmehr wurde integral auch über den Gebäudebestand gemessen, sodass diese Messungen als Approximation aufzufassen sind.

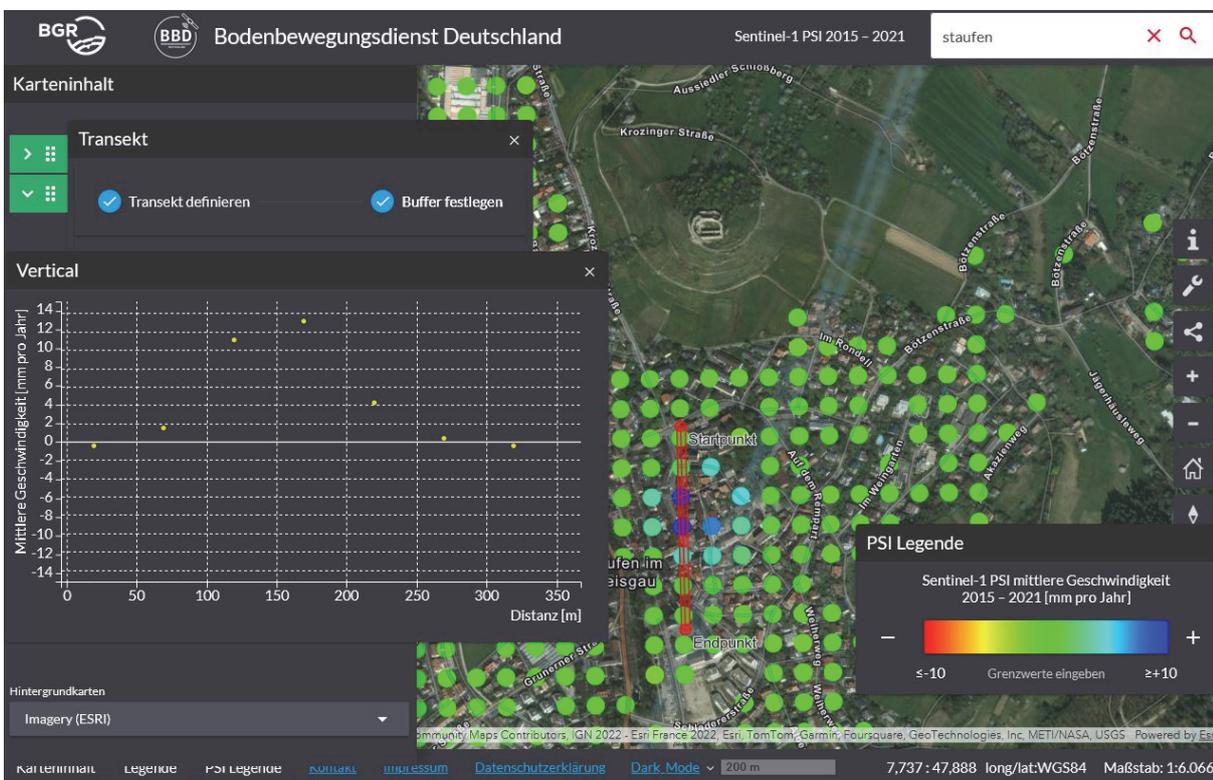


Abbildung 13: Schnitt durch das Stadtzentrum von Staufen mit Angabe der mittleren vertikalen Bewegungsgeschwindigkeit. Quelle: <https://bodenbewegungsdienst.bgr.de>

4.3 Hangrutschung (Graach an der Mosel)

Auch hinsichtlich Hangrutschungen wird Radarinterferometrie inzwischen weltweit eingesetzt, um gefährdete Areale zu identifizieren und das Verformungsverhalten von aktiven Rutschungen zu ermitteln [DEL SOLDATO ET AL., 2019; YI ET AL., 2023].

Am Beispiel einer Hangrutschung [ROGALL, 2008; BOCK ET AL., 2013], gelegen zwischen Graach (Mosel) und dem Ortsteil Graacher Schäferei, wird aufgezeigt, dass bei der Interpretation von InSAR-Daten Sachkunde erforderlich ist.

An einer Großrutschung wurden am Hangfuß am Rand eines Schuttfächers Verschiebungsdaten ermittelt - und zwar in an zwei (fast) identischen Reflektionspunkten (weiße Punkte in Abb. 14) in Blickrichtung (LOS) aus dem aufsteigenden (ascending) bzw. absteigenden (descending) Orbit. Im Fall des aufsteigenden Orbits werden „Hebungen“ gemessen, im absteigenden Orbit jedoch „Setzungen“. Dieser scheinbare Widerspruch lässt sich einfach aufklären (vgl. Abbildung 3 in Abschnitt 2): Im aufsteigenden Orbit verkürzt sich die Distanz zwischen Radarsensor und Reflektionspunkt (üblicherweise interpretiert als „Hebung“), im absteigenden Orbit ist es umgekehrt eine Verlängerung (üblicherweise interpretiert als „Setzung“). Unter Berücksichtigung dieser Zusammenhänge ist klar ersichtlich, dass sich die dargestellten Messergebnisse nicht widersprechen, sondern vielmehr ein und dieselbe Bewegungsrichtung des Reflektionspunktes dokumentieren.

4.4 Weitere mögliche Anwendungen

Bei Infrastrukturmaßnahmen (z. B. Tunnelbau, große Baugruben) können insbesondere in besiedelten Gebieten Verformungen mit Schadenspotential auftreten [DEL CONTE ET AL., 2018]. Dasselbe gilt in der Nachbarschaft von Bergbauaktivitäten oder bei Bauwerken auf löslichem Baugrund (z. B. Mosul-Staudamm [MILILLO ET AL., 2016]). Üblicherweise werden in solchen Fällen die Bauwerke messtechnisch überwacht, um deren Funktion sicherzustellen bzw. zur Durchführung von Beweissicherungsverfahren. Damit werden Grundlagen geschaffen, auf deren Basis im Streitfall geprüft werden kann, inwieweit Schadensersatzforderungen berechtigt sind – ggf. können unberechtigte Forderungen abgewehrt werden. Die Anwendung von InSAR kann dazu beitragen, dass Beweissicherungsverfahren zielgerichteter eingesetzt und z. B. geodätische Messungen auf diejenigen Bereiche konzentriert werden, wo tatsächlich Verschiebungen stattfinden. Ein solches Vorgehen kann zu effizienterem Ressourceneinsatz führen.

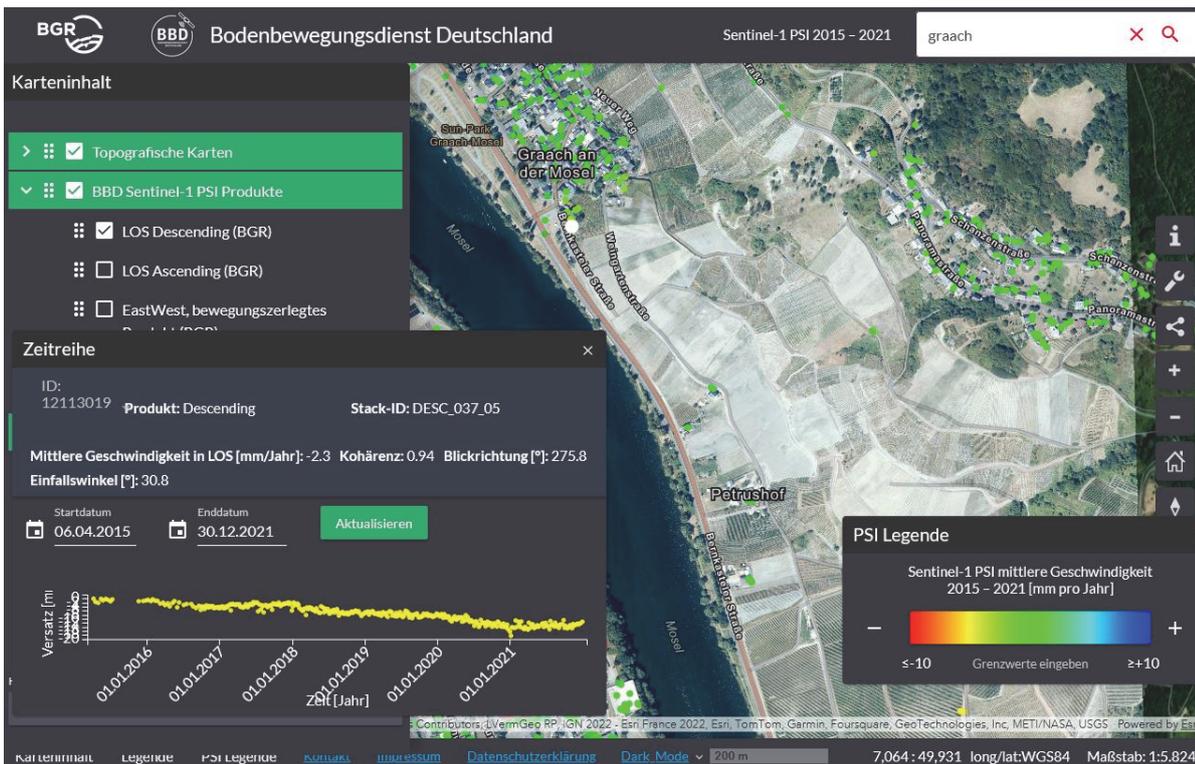
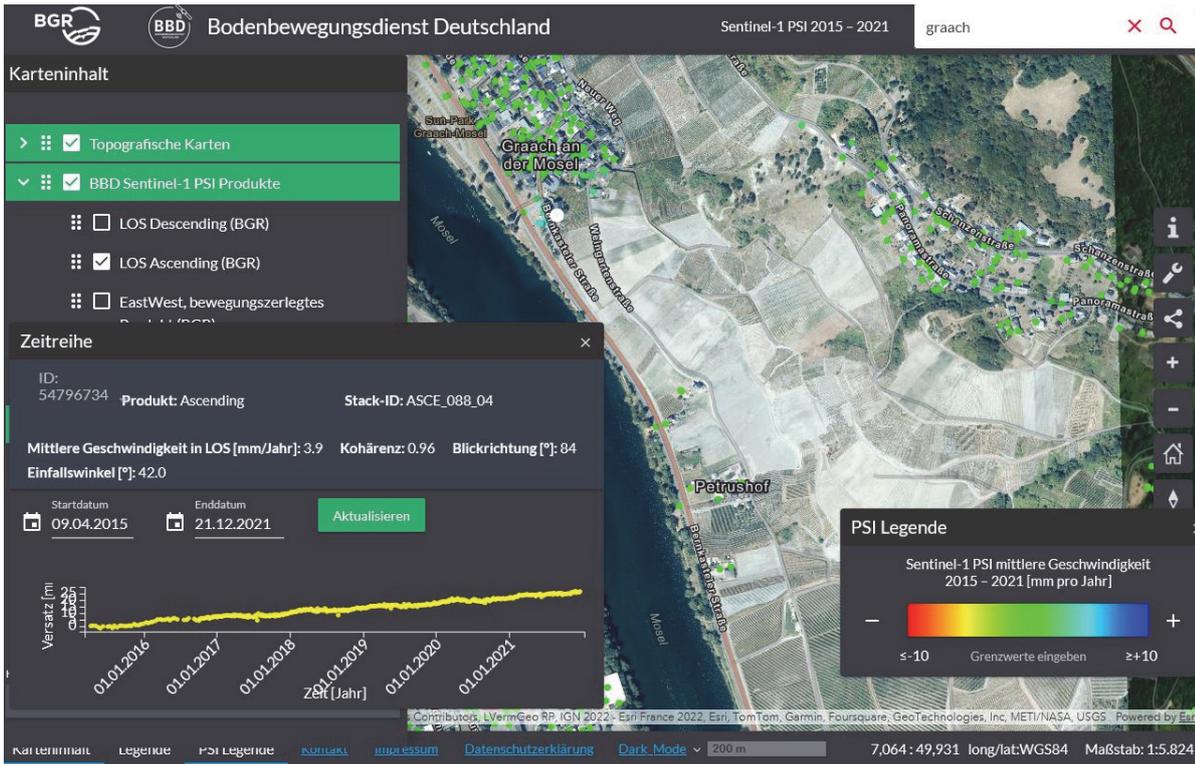


Abbildung 14: Hangrutschung: Gegenüberstellung der Bewegung zweier fast identischer Reflektionspunkte im Süden von Graach (weißer Punkt) in LOS, gemessen aus einem aufsteigenden (oben) bzw. absteigenden (unten) Orbit. Quelle:

<https://bodenbewegungsdienst.bgr.de>

5 Zusammenfassung und Ausblick

Dieser Beitrag beschreibt die Möglichkeiten und Grenzen der Nutzung von InSAR und demonstriert am Beispiel der Bau- bzw. Geotechnik, was kostenfreie Produkte in diesem Kontext leisten können. Aufgrund seiner vielfältigen Anwendungsmöglichkeiten wird sich InSAR in den nächsten Jahren als leistungsfähiges Verfahren zur Bearbeitung geotechnischer und geodätischer Fragestellungen bewähren und bereits jetzt ist in vielen Bereichen ein zunehmender Einsatz der satellitengestützten Radarinterferometrie zu verzeichnen. Abschließend sind im Folgenden einige wesentliche Aussagen zur InSAR-Auswertung stichpunktartig zusammengefasst.

- InSAR ist ein Verfahren zur Ermittlung von Relativbewegungen, d. h. erkennbar ist der zeitliche Verlauf von Vertikalverschiebungen (Hebungen und Setzungen) sowie der horizontalen Komponente in Ost-West-Richtung, ggf. auch zyklische Effekte.
- Lage und Quantität der Rückstreuer sind a-priori unbekannt.
- Die absolute Lagegenauigkeit liegt im Meterbereich, Verschiebungsänderungen können im Bereich von wenigen Millimetern erfasst werden.
- Menschgemachte Objekte und Strukturen liefern oft gute Rücksteuer, Vegetation und Wasser jedoch nicht.
- Etwa 20 Szenen sind für eine stabile InSAR-Auswertung erforderlich. Um diese Anzahl an Radarszenen neu aufzunehmen kann als grober Anhaltswert etwa ein Jahr veranschlagt werden.
- Primäres Messergebnis: Punktbewegung in LOS-Richtung d. h. in Blickrichtung des Satelliten (als Zeitreihe).
- Bei Beobachtungen des gleichen Bereichs aus zwei Orbits ist eine 2D-Dekomposition möglich (Ableitung der Vertikal- als auch Ost-West-Komponente). Die Nord-Süd-Komponente kann gegenwärtig noch nicht erfasst werden.
- Bedingt durch die Aufnahmegeometrie können verschiedene geometrische Effekte auftreten (Verkürzung, Umklappung und Radarschatten).
- BBD und EGMS stellen kostenlos direkt nutzbare Produkte bereit (Deutschland bzw. Staaten der EU). Mit diesen Werkzeugen ist im konkreten Anwendungsfall auch

erkennbar, wo Rückstreuer zu erwarten sind und ob bzw. wo es sich lohnen würde, höher aufgelöste kommerzielle Satellitendaten zu beschaffen.

- Kommerziell erworbene Radarszenen bieten eine sehr viel größere räumliche Auflösung, jedoch muss die Datenauswertung geklärt und ggf. zusätzlich beauftragt werden.
- Es besteht keine Notwendigkeit der Anwesenheit vor Ort oder manueller Messungen.
- Das Verfahren ist weitgehend unabhängig von Wolken und Dunkelheit. Effekte wie Schneedecke, häufig auftretende Fahrzeugbewegungen usw. können jedoch die Messungen negativ beeinflussen.

Initiiert durch Untersuchungen der BAW [KAUTHER & SCHULZE, 2015] wird seit einigen Jahren InSAR verstärkt für Einsatzzwecke im Bereich der Bundeswasserstraßen ins Visier genommen. Die BfG hat hierzu Pilotstudien zu verschiedenen Fragestellungen und Anwendungsfällen realisiert. Neben einer Potenzialanalyse zum Einsatz im Bauwerksmonitoring wurde auch eine Machbarkeitsstudie zum Vorfeldmonitoring durchgeführt, in welcher die InSAR-basierte Erfassung und Bewertung von Steinsalzabbau-induzierten Bodensenkungen und deren Einfluss auf das Abflussregime der Bundeswasserstraße evaluiert wurde. Neben diesen fallbasierten Studien wurden im Rahmen des Ressortforschungsprogramms BMDV-Expertennetzwerk (<https://www.bmdv-expertennetzwerk.bund.de>) auch konzeptionelle Untersuchungen angestellt, wie frei verfügbare und kommerzielle Satellitendaten generell für eine Überwachung von Infrastrukturbauwerken genutzt werden können [ZIMMERMANN & ARTZ, 2022]. Besonders erwähnenswert ist an dieser Stelle, dass an dem in [KAUTHER & SCHULZE, 2015] untersuchten Anwendungsfall InSAR mittlerweile als Standardwerkzeug zum Einsatz kommt und die BAW und BfG hier gemeinsam daran arbeiten, sowohl geodätische und bautechnische als auch geotechnische Aspekte in die Analysen zu integrieren.

Literatur

Bock, B.; Wehinger, A.; Krauter E.; Hanginstabilitäten in Rheinland-Pfalz - Auswertung der Rutschungsdatenbank Rheinland-Pfalz für die Testgebiete Wißberg, Lauterecken und Mittelmosel, *Mainzer geowiss. Mitt.* (41), S. 103-122, 2013

Crosetto, M.; Solari, L.; Balasis-Levinsen, J.; Bateson, L.; Casagli, N.; Frei, M.; Oyen, A.; Moldestad, D. A.; Mróz, M.; Deformation Monitoring at European Scale: The Copernicus Ground Motion Service, *Int. Arch. Photogramm. Remote Sens. Spatial Inf. Sci.* 2021, XLIII-B3-2021, 141–146, DOI: 10.5194/isprs-archives-XLIII-B3-2021-141-2021

Del Conte, S.; Falorni, G.; Banwell, M.-J.; Giannico, C.; Koudogbo, F.; Satellite InSAR monitoring in urban tunneling projects, *Tunnelling & Trenchless Conf., TT2018-TAC/NASTT-NW, Alberta, 2018*

Del Soldato, M. del; Solari, L.; Raspini, F.; Bianchini, S.; Ciampalini, A.; Montalti, R.; Ferretti, A.; Pellegrineschi, V.; Casagli, N.; Monitoring Ground Instabilities Using SAR Satellite Data: A Practical Approach, *ISPRS Int. J. Geo-Inf.* 2019, 8, 307; doi:10.3390/ijgi8070307, 2019

DMV 2013; Grundsätze zum Einsatz von satellitengestützten Verfahren der Radarinterferometrie zur Erfassung von Höhenänderungen, *Deutscher Markscheider-Verein e.V., Arbeitsgruppe Radarinterferometrie, Herne, <https://www.dmv-ev.de/arbeitskreise/messverfahren.html>, 2013*

DIN EN ISO 18674-1:2015-09; Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Geotechnische Messungen – Teil 1: Allgemeine Regeln, *Berlin, Beuth-Verlag, 2015*

DIN 18716:2017-06; Photogrammetrie und Fernerkundung - Begriffe, *Berlin, Beuth-Verlag*

DIN 18740-4:2017-04; Photogrammetrische Produkte - Teil 4: Anforderungen an digitale Kameras für Luftbild- und Weltraumphotogrammetrie, *Berlin, Beuth-Verlag, 2017*

Ferretti, A.; Fumagalli, A.; Novali, F.; Prati, C.; Rocca, F.; Rucci, A.; A new algorithm for processing interferometric data-stacks: SqueeSAR, *IEEE transactions on geoscience and remote sensing*, 49(9), S. 3460-3470, 2011

FGSV M-526 (2017); Merkblatt über den Einfluss der Hinterfüllung auf Bauwerke

Kalia, A. C.; Frei, M.; Lege T.; BodenBewegungsdienst Deutschland (BBD): Konzept, Umsetzung und Service-Plattform, *Zeitschrift für Geodäsie, Geoinformation und Landmanagement (zfv)*, 146(4), S. 273-279. DOI: 10.12902/zfv-0365-2021, 2021

Kauther, R.; Schulze, R.; Detection of subsidence affecting civil engineering structures by using satellite InSAR. In: *9th Int. Symp. Field Measurements in GeoMechanics (FMGM)*

2015 – PM Dight (ed.) *Australian Centre for Geomechanics, Perth, ISBN 978-0-9924810-2-5, S. 207-218, https://doi.org/10.36487/ACG_rep/1508_11_Kauther*

Lubitz, C.; Motagh, M.; Wetzel, H.-U.; Kaufmann, H.; Remarkable Urban Uplift in Staufen im Breisgau, Germany: Observations from TerraSAR-X InSAR and Leveling from 2008 to 2011, *Remote Sens.* 2013, 5; doi: 10.3390/rs5063082, S. 3082-3100, 2013

Mahapatra, P.; Geodetic network design for InSAR - Application to ground deformation monitoring, *Dissertation, TU Delft, ISBN/EAN: 978-94-6186-474-1, 2015*

Milillo P.; Bürgmann, R.; Lundgren, P.; Salzer, J.; Perissin, D.; Fielding, E.; Biondi, F.; Milillo, G.; Space geodetic monitoring of engineered structures: The ongoing destabilization of the Mosul dam, Iraq, *Nature Scientific Reports* 6:37408 DOI:10.1038/srep37408, 2016

Milillo, P.; Giardina, G.; Perissin, D.; Milillo, G.; Coletta, A.; Terranova, C.; Pre-Collapse Space Geodetic Observations of Critical Infrastructure: The Morandi Bridge, Genoa, Italy, *Remote Sens.* 2019, 11, 1403; doi:10.3390/rs11121403, 2019

RE-ING (2022); Richtlinien für den Entwurf, die konstruktive Ausbildung und Ausstattung von Ingenieurbauten

Rogall, M.; Ingenieurgeologische Verhältnisse im Bereich der Flurbereinigung Graach Himmelreich, *Landesamt für Geologie und Bergbau Rheinland-Pfalz, 2008*

Salzer, J.; G Volcano dome deformation processes analysed with high resolution InSAR and camera-based techniques, *Dissertation, Mathematisch-Naturwissenschaftliche Fakultät, Universität Potsdam, 2017*

Sass, I.; Burbaum, U.; Geothermische Bohrungen in Staufen im Breisgau: Schadensursachen und Perspektiven, *Geotechnik* 35 (2012), Heft 3, DOI: 10.1002/gete.201100018, S. 198-205, 2012

Schenk, A.; PS-Interferometrie in urbanen Räumen - Optimierte Schätzung von Oberflächenbewegungen mittels Multi-SBAS Verfahren, *Dissertation KIT, Karlsruhe, DOI: 10.5445/IR/1000050155, 2015*

Schneider, Philipp J.; On the analysis and patterns of persistent scatterer interferometry results for satellite-based deformation monitoring, *Dissertation, <http://dx.doi.org/10.18419/opus-13477>, 2023*

Spreckels, V.; Bechert, S.; Schlienkamp, A.; Drobniowski, M.; Schulz, M.; Schäfer, F.; Kemkes, E.; Rüffer, J.; Niemeier, W.; Tengen, D.; Engel, T.; Müller, M.; Schmitt, P.; GNSS, Nivellement und Radar – einheitliche Multisensor-Standorte als Referenzpunkte zur Überwachung von Bodenbewegungen. *Geomonitoring 2020*, S. 207-231, <https://doi.org/10.15488/9351>, 2020

Yi, Y., Xu, X., Xu, G., Gao, H.; Landslide Detection Using Time-Series InSAR Method along the Kangding-Batang Section of Shanghai-Nyalam Road, *Remote Sens. 2023*, 15, 1452. <https://doi.org/10.3390/rs15051452>, 2023

Zimmermann, F.; Artz, T.; Empfehlungen für satelliten-fernerkundliche Monitoringsysteme Massiv- und streckenbezogener Infrastrukturbauwerke, *BfG-Bericht Nr. 2120*, DOI: 10.5675/BfG-2120, <http://doi.bafg.de/BfG/2022/BfG-2120.pdf>, 2022

Ein besonderer Dank gilt Dr. Cindy Giersch für die Unterstützung bei der Generierung der Abbildungen. Ebenso gilt ein besonderer Dank der Firma Tre Altamira für deren engagierte und zielorientierte Mitarbeit in den genannten Pilotstudien und Untersuchungen der BfG.

Autoren

Roland Schulze, Dipl.-Ing.

roland.schulze@baw.de

Bundesanstalt für Wasserbau

Referat Grundbau

www.baw.de

Kußmaulstr. 17, 76187 Karlsruhe

Tel.: 0721 9726-3850

Dr.-Ing. Florian Zimmermann

zimmermann@bafg.de

Bundesanstalt für Gewässerkunde

Referat Geodäsie und Fernerkundung

www.bafg.de

Am Mainzer Tor 1, 56068 Koblenz

Tel.: 0261 1306-5292

Algorithmus zur Optimierung / Aufbereitung messfehlerbehafteter Einzelmessungen

Dr.-Ing. Stefan Franz

Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Deutschland

1 Einleitung

Messtechnische Baubegleitung – ein Thema, das nicht selten als „Anhängsel“, „zu erledigende Teilaufgabe bei der Bauausführung“ oder als „Dokumentation“ bzw. gar als „Überwachung“ oder „Beweissicherung“ verstanden wird. Gerade in den letzten beiden Fällen wohnt der Wortwahl eine gewisse Konfrontationsbereitschaft inne. Dieses Verständnis ist im Hochbau und Konstruktiven Ingenieurbau noch ausgeprägter als in der Geotechnik. Hier sind mit der Beobachtungsmethode bereits normativ Wege geebnet, die die Möglichkeiten einer weit engeren Verzahnung des Bauens und des Messens zum Ziel haben.

Dieser eher kurze Beitrag soll aufzeigen, mit welchen einfachen Mitteln es häufig möglich ist, aus den ohnehin verfügbaren Informationen und Messergebnissen mit geradezu erstaunlicher Genauigkeit und somit gesteigerter Aussagekraft Erkenntnisse zu gewinnen.

Ohne despektierlich sein zu wollen, wird – vielleicht etwas überspitzt – zunächst „die gängige Praxis“ vorgestellt. Aus der Unzufriedenheit über den mäßigen Erfolg bzw. die mäßige Aussagekraft der so gewonnenen Ergebnisse werden gelegentlich fragwürdige Entscheidungen getroffen: entweder kommen links zwei Löcher rein und das Ergebnis wird abgeheftet oder unter dem Druck der ratlosen Bauausführenden, wie mit den Ergebnissen umzugehen sei, zusätzliche, verfeinerte, vermeintlich höherwertige Messungen mit teureren Geräten und aufwändigeren Verfahren veranlasst. Im letztgenannten Fall können die Entscheidungen auch schon mal von den wirtschaftlichen Interessen der Bedenkenträger überlagert sein.

Nach einem kurzen Ausflug in die dem vorgeschlagenen Lösungsansatz zugrunde liegende Theorie, der die Einfachheit und leichte Übertragbarkeit auf zahlreiche Fragestellungen illustrieren möge, wird ein kurzes Beispiel skizziert, an dem die Leistungsfähigkeit des Vorschlags verdeutlicht wird.

Gewürzt ist der Beitrag mit einigen kritischen Anmerkungen zu den mitunter stiefmütterlichen Überlegungen zur messtechnischen Baubegleitung allgemein.

2 Messtechnische Baubegleitung

Wie bereits angedeutet, wird bereits mit der Wortwahl dem Empfänger der Aufgabenstellung vermittelt, welchen Wert man seiner Aufgabe bzw. Leistung beimisst.

Wesentlich ist daher, welchen Erkenntnisgewinn sich die Beteiligten und allen voran der Bauherr von der Veranlassung einer Messung verspricht: handlungsoptionsloses Beobachten, Validieren der Prognosen oder Steuerung der baulichen Maßnahmen. Diese drei Varianten gehen immerhin von einem Interesse und „Anschauen“ der Messergebnisse aus.

Es mag im Umkehrschluss daher durchaus im Einzelfall vertretbar sein, auf einen unverhältnismäßig hohen messtechnischen Aufwand zu verzichten, wenn mit Ausnahme einer Sanierung und Rissverpressung keine weiteren wirtschaftlich zumutbaren Handlungsoptionen zur Verfügung stehen. Beispiele hierfür kennt man aus der Unterfahrung von Bauwerken im innerstädtischen Raum, sofern nur ein geringes Schadenspotential vorliegt.

Mitunter passen die vorgesehenen Mittel bzw. Methoden nur bedingt zu der Aufgabenstellung. Beispiel: Im Zuge eines maschinellen Tunnelvortriebs in einer mitteldeutschen Großstadt unterhalb zweier mit einer „Weißen Wanne“ abgedichteten Untergeschosse (Parkebenen) eines namhaften Hotels wurde erkannt, dass relative Verformungen der etwa senkrecht unterfahrenen Außenwände von nur 1,0 mm bereits die vorhandene Bewehrung rechnerisch so stark beanspruchten, dass mit Rissbildungen zu rechnen sei, die eine Wasserundurchlässigkeit nicht mehr garantieren ließen. Reflexartig wurden Messungen mit Schlauchwaagen veranlasst, selbst deren Messgenauigkeit von immerhin $\pm 0,25$ mm die zielsichere Ankündigung des Erreichens von Aufmerksamkeits-, Warn- und Alarmwerten nur bedingt erwarten ließen. In der Folge wurden für den Zeitraum der Unterfahrung die Untergeschosse durch den Bauherrn entmietet.

Die Kosten für die Entmietung lassen den Aufwand für die Messtechnik gering erscheinen, dennoch drohte die Messung zur Alibi-Handlung zu werden. Nun liefern Schlauchwaagen nach Belieben auch im Sekundentakt Messwerte, die nach den Regeln der Statistik auf der Zeitachse ausgewertet und geglättet werden können. Dies ist (heutzutage, vor

15 Jahren nicht mit vertretbarem Aufwand) in Echtzeit möglich, wenn auch aufwändig. Seinerzeit beschränkte man sich auf eine grafische Interpretation der Messschriebe und steuerte die Vortriebsdrücke der Tunnelbohrmaschine nach „Bauchgefühl“. Letztlich sind keine Schäden eingetreten, warum auch immer.

Ein anderes Beispiel soll die mangelnde Aussagekraft von Messungen vor Augen führen, die isoliert durchgeführt werden, ohne bei der Auswertung die verfügbaren Informationen heranzuziehen.

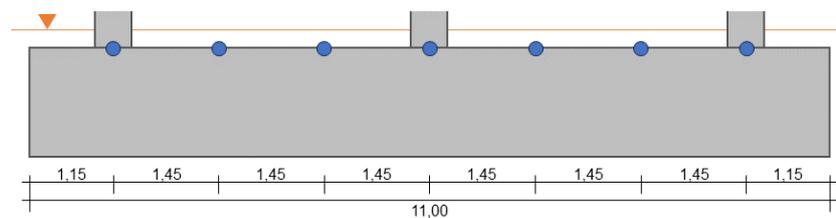


Abbildung 1: Fundamentbalken mit 7 Messpunkten

Ein von drei Stützen im Abstand von 4,35 m symmetrisch belasteter Fundamentbalken mit 11 m Länge wird geodätisch an sieben Messpunkten messtechnisch überwacht. Die Messmarken sind unterhalb der Stützen und in den Drittelpunkten dazwischen angeordnet. Die Messgenauigkeit wird mit ± 1 mm angegeben, die erwartete maximale Setzung unter der mittleren Stütze ist mit 5 mm prognostiziert.

Exemplarisch sind in Abbildung 2 mögliche Einzelmessungen am MP-4 (mittlere Stütze) dargestellt.

Angesichts der begrenzten Messgenauigkeit sind weitergehende Schlussfolgerungen über „es haben sich Setzungen eingestellt“ hinaus schwierig. Offenbar schwanken die Messergebnisse aufgrund der erreichbaren Messgenauigkeit um die „Wahrheit“, ohne dass man diese kennt bzw. weiß, ob sich der aktuelle Messwert gerade am oberen oder unteren Rand der Grauzone oder irgendwo dazwischen befindet. Für den letzten Messwert könnte die tatsächliche Setzung also (vereinfacht) bei 5,7 mm oder auch bei 3,7 mm liegen. Im letztgenannten Fall wäre ein tolerierbarer Messwert aber auch 2,7 mm gewesen.

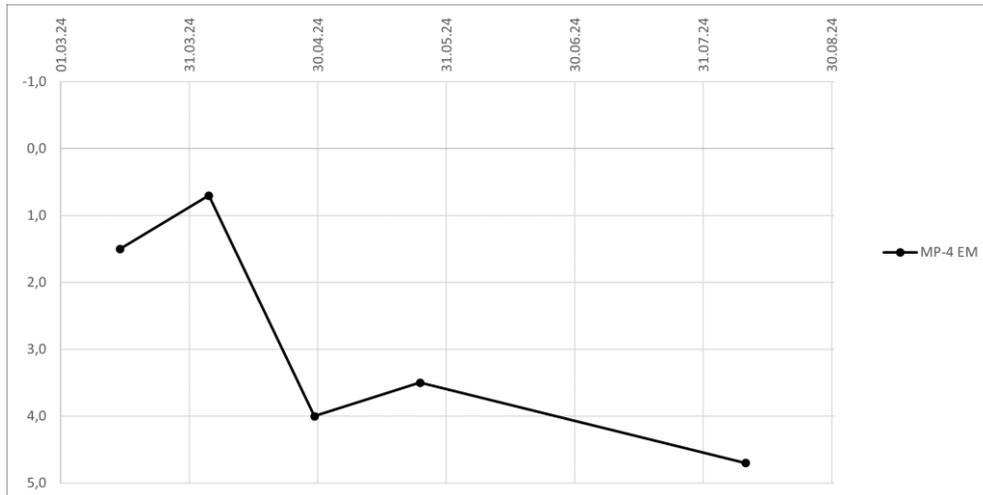


Abbildung 2: Setzungsverlauf MP-4, Einzelmessung

Eine Idee in Anlehnung an das Beispiel mit den Schlauchwaagen wäre, zu dem Zeitpunkt einer Messkampagne einfach mehrere (unabhängige) Messungen durchzuführen. Genau genommen würde zur Vermeidung eines gleichbleibenden Fehleranteils das aber dazu führen, dass man die Messeinrichtung jeweils ab- und wieder aufbauen müsste (ggf. an leicht verändertem Ort), die Einmessung zum Festpunkt jeweils wiederholt und letztlich alle Messpunkte erneut misst, sagen wir jeweils insgesamt dreimal. Spielen wir den Gedanken durch. Es ergibt sich je Messkampagne eine Punktwolke von 3x 7 Messungen, die schön bunt in Abbildung 3 dargestellt sind.

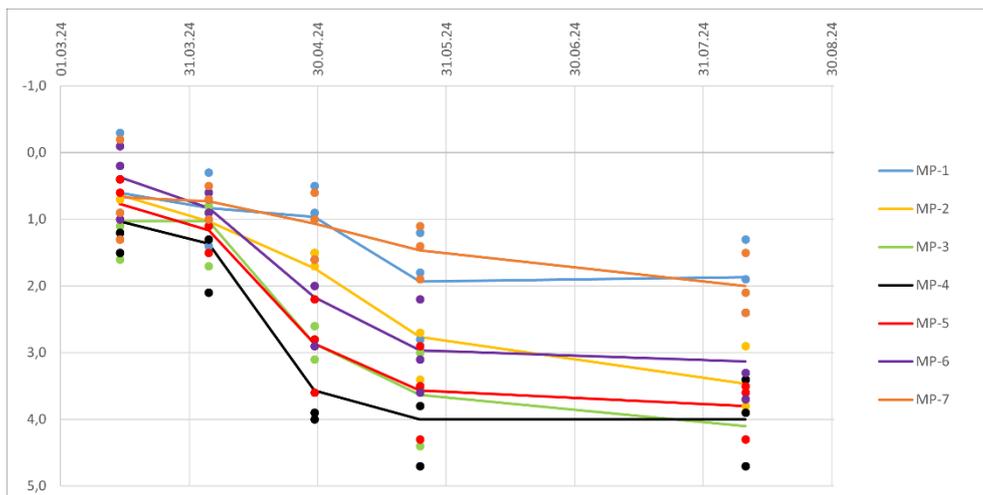


Abbildung 3: Setzungsverlauf alle MP, Mittelwerte mehrerer Einzelmessungen

Immerhin sind die gemittelten Setzungsverläufe schon wesentlich geglättet und zuverlässiger zu interpretieren. Allerdings muss man wohl konstatieren, dass eine

Verdreifachung des Messaufwands (mit Ausnahme der An- und Abfahrt) kein übliches Vorgehen darstellt.

Kehren wir zurück zu der normalen Vorgehensweise einer Einzelmessung je Messpunkt und Messkampagne. Zum besseren Verständnis für das Bauteilverhalten wählen wir jetzt eine andere Darstellung der Messergebnisse, in der der Fundamentbalken bzw. die Messpunkte maßstabsgerecht nebeneinander dargestellt sind und die Messkampagnen durch farbige Linien unterschieden werden können (vgl. Abbildung 4).



Abbildung 4: Setzungen aller MP je Messkampagne

Auch hier ist leider wieder nur eine qualitative Erkenntnis möglich. Wenn es richtig schlecht läuft, beauftragt der Bauherr völlig verunsichert einen Gutachter, der angesichts der Messergebnisse zu dem Schluss kommt, dass für den mehrfach geknickten Verlauf nicht genügend Bewehrung im Fundament vorhanden ist. Schäden sind zwar noch keine sichtbar, könnten aber noch kommen. Es wird ein Einbehalt empfohlen. Die Stimmung auf der Baustelle ist spätestens zu diesem Zeitpunkt am Kippen.

3 Vorschlag für einen Algorithmus

Häufig gibt es in Zusammenhang mit der messtechnischen Aufgabenstellung Hintergrundinformationen, die aus den verschiedensten Gründen für die Auswertung und Bewertung der Messergebnisse nicht mit herangezogen werden. Ziel der nachfolgenden Ausführungen ist aufzuzeigen, wie einfach man diese Informationen erschließen und nutzen kann.

Das aktuell größte zu überwindende Hindernis dabei ist, dass sich zum einen der Bauherr bzw. der mit der Bauleistung Beauftragte für die Aufgabenstellung des Vermessungsingenieurs und den möglichen Mehrwert aus dessen Tätigkeit für sich selbst und die Zusammenarbeit mit Dritten interessiert. Zum anderen sollte auch der Vermessungsingenieur seinerseits darum wissen, was er da misst und welche Erkenntnisse aus seiner Tätigkeit gewonnen werden sollen. Es geht also um die Zusammenarbeit zwischen zwei vermeintlich unabhängigen Gewerken, die nur zu gerne in einem Unterauftragsverhältnis abgewickelt werden. Da herrschen klare Hierarchien vor, partnerschaftliche Zusammenarbeit auf Augenhöhe ist eher die Seltenheit.

Zurück zur Theorie: In den allermeisten Fällen gibt es (sorgfältig abgelegte) Informationen zu den prognostizierten Maximal-Verformungen, deren Unterschreitung durch die Messtechnische Baubegleitung verifiziert werden soll. Der hier vorgestellte Algorithmus zielt dabei nicht auf den Betrag der einzelnen Sollwerte ab, sondern auf deren Verlauf oder deren Beziehung untereinander. Dies wiederum bedeutet, dass der Algorithmus dann besonders gut funktioniert, wenn diese Beziehung untereinander durch entsprechende Steifigkeiten oder kinematische Abhängigkeiten hervorgerufen wird. Die Setzung der Messpunkte in den oben dargestellten Beispielen ist nämlich keineswegs unabhängig voneinander, wie durch eine Einzelmessung implizit unterstellt wird.

Im ersten Beispiel wird die Abhängigkeit durch eine zwei Geschosse hohe Außenwand erzeugt, im zweiten Beispiel durch den Fundamentbalken. Unterstellt man eine ausreichend zutreffende Modellierung und ausreichend zutreffend abgeschätzte Einwirkungen, können zum Beispiel aus einer Statik hinreichend abgesicherte Sollwerte an den vorgesehenen Messpunkten abgeleitet werden.

Es seien \bar{z}_i die Sollwerte an den Messpunkten i im zugrunde liegenden Bemessungsszenario (GZG). Die Sollwerte sollen nun so skaliert werden (mit nur einem Skalierungsfaktor α), dass die Quadrate der Abweichungen der Messwerte z_i von den skalierten Sollwerten $\alpha\bar{z}_i$ in Summe ein Minimum darstellen (Fehlerquadrat-Minimum-Methode). Dazu wird zunächst die Summe der Fehlerquadrate gebildet:

$$\Psi = \sum_{i=1}^n (z_i - \alpha\bar{z}_i)^2$$

Damit $\Psi(\alpha)$ ein Minimum haben kann, muss die Ableitung von Ψ nach α verschwinden.

$$\frac{d\Psi}{d\alpha} = 0 = 2 \sum_{i=1}^n -\bar{z}_i(z_i - \alpha\bar{z}_i)$$

Nach kurzer Umformung

$$\sum_{i=1}^n \bar{z}_i z_i = \sum_{i=1}^n \alpha \bar{z}_i^2$$

folgt

$$\alpha = \frac{\sum_{i=1}^n \bar{z}_i z_i}{\sum_{i=1}^n \bar{z}_i^2}$$

α ist der gesuchte Skalierungswert, der direkt den Grad der Ausnutzung der Sollwerte angibt. Der Ausdruck hinter dem Gleichheitszeichen kann selbst mit Basiskenntnissen in Excel tabellarisch ohne große Mühe ausgewertet werden. Damit lässt sich mit einer um eine Größenordnung gesteigerten Genauigkeit die Gesamtheit der („zappelnden“) Messwerte z. B. in Bezug auf Warn- und Eingreifwerte beurteilen, selbst wenn diese in der gleichen Größenordnung wie die erreichbare Messgenauigkeit liegen.

Die hier beschriebene Vorgehensweise kann grundsätzlich auch für weniger deterministisch generierte Sollwerte angewendet werden. Beispielsweise ist ein kurzer Einschnitt in weitgehend homogenem Baugrund mit einem Stützbauwerk am Böschungsfuß dadurch gekennzeichnet, dass der berechnete 1m-Streifen sich nicht aus dem Kontinuum herauslösen kann und nur in Verbindung mit einer ähnlichen Kinematik der Nachbarstreifen keine größeren Haltekräfte auf den Flanken mobilisiert werden. Zum Ende des Einschnitts läuft dann die Wandhöhe auf Null aus und die natürliche, standsichere Böschung ohne Zusatzverformungen bildet den Rand des Modells. Für den Verformungsverlauf über die Einschnittslänge kann nun auch eine Annahme herhalten (z. B. parabolisch mit einem verträglichen Maximum in der Mitte). Auch in diesem Fall glättet die kinematische Abhängigkeit der Messpunkte die wahren Verformungen und eine treffsichere Skalierung zur Reduktion des Einflusses der Messfehler ist möglich.

4 Anwendungsbeispiel

Abschließend soll nun auf die gleichen Messwerte, die auch Abbildung 4 zugrunde liegen, der in Abschnitt 3 vorgestellte Algorithmus angewendet werden. In Tabelle 1 kann die

Auswertung der vorstehenden Formel nachvollzogen werden. Mit x ist eine Koordinate entlang des Fundamentbalkens gem. Abbildung 1 bezeichnet, mit Nullpunkt an der mittleren Stütze. Die Messwerte sind in den Spalten mit 1. bis 5. Folgemessung (FM) aufgeführt. In der jeweils nachfolgenden Spalte ist ganz unten der Skalierungsfaktor α ausgewiesen, mit dem der Sollverlauf aus der Statik in der gleichen Spalte auf die Messwerte der jeweiligen Folgemessung skaliert ist.

Tabelle 1: Ermittlung der Skalierungsfaktoren je Messkampagne

MP	x [m]	Sollwerte [mm]	1. FM [mm]	skal. Soll_1 [mm]	2. FM [mm]	skal. Soll_2 [mm]	3. FM [mm]	skal. Soll_3 [mm]	4. FM [mm]	skal. Soll_4 [mm]	5. FM [mm]	skal. Soll_5 [mm]
	-5,500	0,20412		0,03072		0,05525		0,11899		0,16779		0,17865
MP-1	-4,350	2,00000	-0,3	0,30097	1,4	0,54135	0,5	1,16584	2,8	1,64404	2,4	1,75038
MP-2	-2,900	3,66667	1,0	0,55177	0,7	0,99248	1,5	2,13738	3,4	3,01407	3,8	3,20902
MP-3	-1,450	4,66667	0,4	0,70226	1,7	1,26316	3,1	2,72030	3,0	3,83609	3,3	4,08421
MP-4	0,000	5,00000	1,5	0,75242	0,7	1,35338	4,0	2,91461	3,5	4,11010	4,7	4,37594
MP-5	1,450	4,66667	0,6	0,70226	1,5	1,26316	2,2	2,72030	4,3	3,83609	3,5	4,08421
MP-6	2,900	3,66667	0,2	0,55177	0,6	0,99248	1,6	2,13738	3,6	3,01407	3,7	3,20902
MP-7	4,350	2,00000	-0,2	0,30097	1,0	0,54135	1,6	1,16584	1,1	1,64404	1,5	1,75038
	5,500	0,20412		0,03072		0,05525		0,11899		0,16779		0,17865
α [-]				0,15048		0,27068		0,58292		0,82202		0,87519

In Abbildung 5 sind diese Daten nun je Messkampagne in den gleichen Farben dargestellt. Die Messwerte sind jeweils als Punkte eingetragen, während die zugehörige Biegelinie des Fundamentbalkens als Linie abgebildet ist. Naturgemäß ergeben sich jetzt glatte Kurven affin zum Sollverlauf, um die die Messwerte entsprechend der mutmaßlichen Messfehler „herumtanzen“.

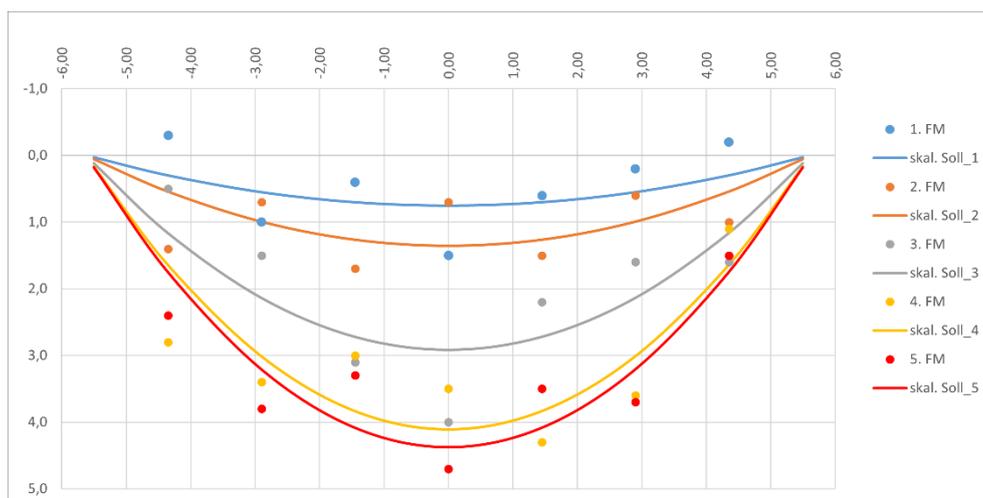


Abbildung 5: Skalierte Setzungsverläufe je Messkampagne

Es bleibt festzuhalten, dass auch diese Auswertung nicht der „Wahrheit“ entspricht, nicht entsprechen kann. Auf Grundlage der Annahme von normalverteilten Messfehlern kommt sie der Wahrheit aber schon ziemlich nahe.

5 Fazit

Dieser Beitrag soll ein Appell an die Projektbeteiligten sein, die Potentiale der baubegleitenden Vermessung und der vorausgehenden (statischen) Analysen sowie der daraus gewinnbaren Erkenntnisse zu heben, indem möglichst viele der vorliegenden Informationen zusammengeführt sowie intelligent ausgewertet und bewertet werden. Hier konnte beispielhaft aufgezeigt werden, wie mit geringem Aufwand wesentlich verlässlichere Erkenntnisse aus den gleichen Messergebnissen gewonnen werden können, als es deren begrenzte verfahrensspezifische Messgenauigkeit anhand von isolierten Einzelmessung je erlaubt hätte.

Der Mehrwert einer intelligenten Interpretation der messtechnischen Ergebnisse liegt für den Autor auf der Hand. Diese einzufordern und auch angemessen zu vergüten, dürfte unter dem Strich auch die wirtschaftlichste Lösung darstellen.

Andernfalls bekommt man bestenfalls das, was man bestellt und wofür man bezahlt hat – unter Umständen auch nur einige Seiten mit bunten Linien und zwei Löchern am linken Blattrand.

Autor

Stefan Franz, Dr.-Ing.

franz@deg.es.de

Projektleiter, stellv. Bereichsleiter

Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

Zimmerstraße 54, 10117 Berlin

www.deg.es.de

Tel.: +49 (0)30 20243-337



Hydrostatische Linienvermessung

auf setzungsempfindlichen
Baugründen unter Bauwerken

Linienförmige Erfassung der Setzungen
nahezu beliebiger Profile

Hochrobust und einsetzbar auch bei
starken bzw. kleinräumigen Setzungen

Leichte Handhabung auf der Baustelle:
Systemschlauch wird wie Erdkabel verlegt



Lhotzky + Partner Ingenieurgesellschaft mbH
Tel. 0531 / 23 77 94-0, office@lhotzky-partner.de
Pillmannstr. 29a, 38112 Braunschweig
www.lhotzky-partner.de

Erfassung der Vorspannkraft bei bestehenden geankerten Konstruktionen – Abhebeversuche, Nachrüstung und Digitalisierung von Kraftmesseinrichtungen zu Monitoringzwecken

Matthias J. Rebhan, Hans-Peter Daxer, Roman Marte

Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Österreich

Jörg Edler, Martin Scharf

Technische Universität Graz, Institut für Fertigungstechnik, Österreich

Christian Gasser

Austrian Institute of Technology, Österreich

Stefan L Burtscher

rocket NG GmbH, Österreich

1 Geankerte Konstruktionen

Aufgrund der Möglichkeit, große Zugkräfte in tragfähigen Boden einzuleiten und damit u.a. Baugrubensicherungen, Stützbauwerke und Brückenwiderlager zu verankern, stellen geankerte Konstruktionen unter Verwendung von Zugelementen in der Geotechnik oftmals eine wirtschaftliche Ausführungsvariante dar. Im Laufe der geplanten Nutzungsdauer von bis zu 100 Jahren erfordern derartige Bauwerke jedoch einen erhöhten Inspektions- sowie Instandhaltungsaufwand. Um den Erhaltungszustand geankerter Konstruktionen zu erfassen und zu bewerten, kommen neben periodischen handnahen Kontrollen (vgl. RVS 13.03.21, 2022) zudem endoskopische Untersuchungen, Abhebekontrollen und statische Nachrechnungen zur Anwendung.

1.1 Arten von geankerten Konstruktionen

„Ankerwände sind Stützkonstruktionen, die aus mehreren Etagen verankerter Stahlbetonplatten bestehen. Werden diese „Ankerplatten“ Mann an Mann angeordnet, spricht man von geschlossenen Ankerwänden. Bei aufgelösten Anker- oder

Elementwänden werden die Ankerplatten abhängig von den Baugrundverhältnissen in einem bestimmten Raster angebracht.“ (Boley, 2012)

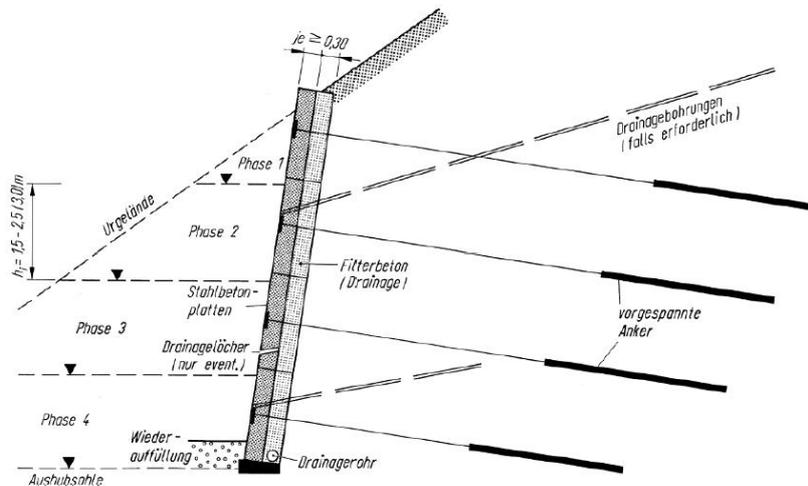


Abbildung 1: Prinzipskizze einer geschlossenen Elementwand (Witt, 2018)

Diese können hierbei in unterschiedliche Typen, basierend auf ihrer Konstruktionsform und ihrer Lastabtragungsmechanismen unterschieden werden.

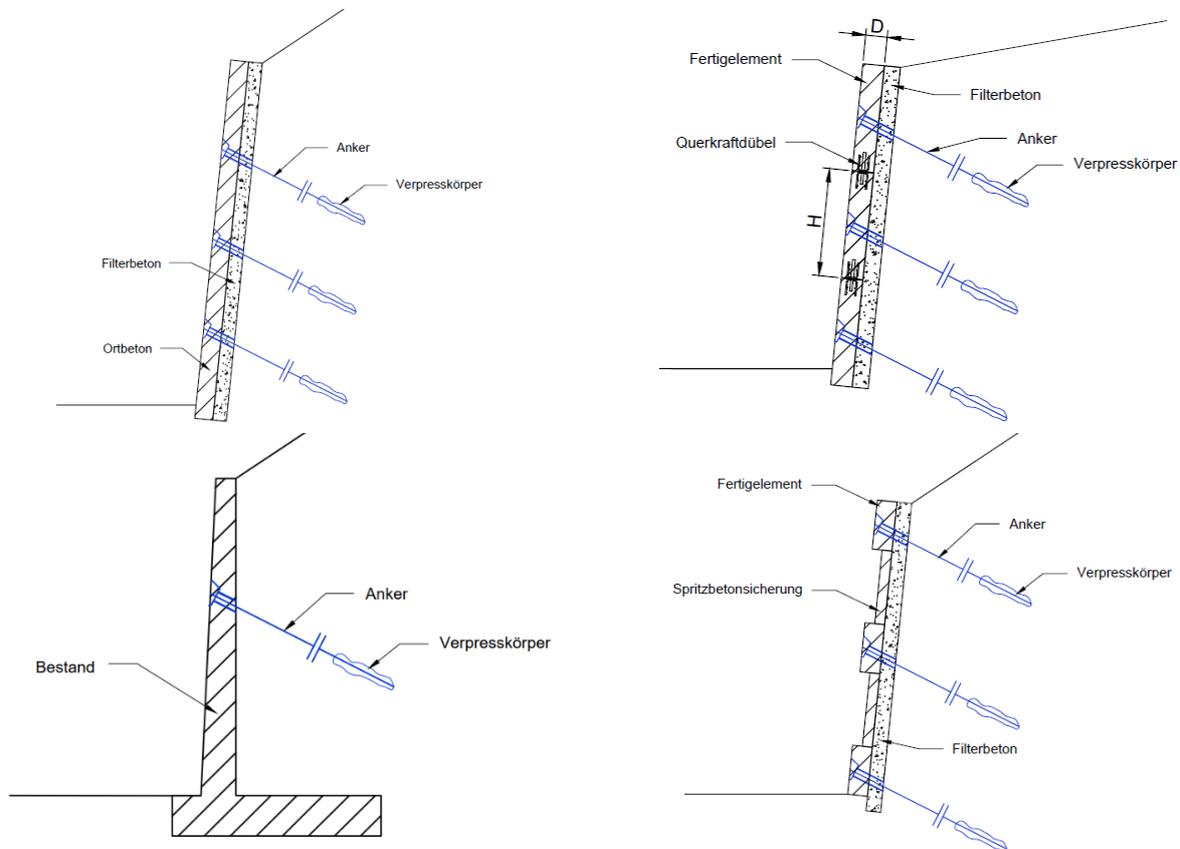


Abbildung 2: Typen von Ankerwänden, links oben: Vollflächig Wand, rechts oben: Verdübelte Elementwand, links unten: Nachgeankerte Wand, rechts unten: Element- oder Lisenenwand (Nachbagauer, 2023)

Bei geschlossenen Wänden werden die Elemente „Mann an Mann“ angeordnet und bilden dadurch eine flächenhafte Stützkonstruktion. Je nach Ausführung können diese hierzu geschlossen (mit Quer- und Momententragfähigkeit der Anschlussbereiche siehe Abbildung 2 links oben), querkraftangeschlossen (verdübelt siehe Abbildung 2 rechts oben) oder auch frei beweglich ausgeführt werden. Dies beeinflusst zum einen den Herstellungsprozess und das Tragverhalten, hat jedoch auch Auswirkungen auf mögliche Umlagerungsprozesse welche durch Schäden (beispielsweise an den Ankern) verursacht werden.

Weiters können in Österreich auch noch Lisenen- oder Elementwände als geankerte Konstruktionen angetroffen werden. Letztere sind hierbei einzelne, nicht miteinander verbundene Elemente, welche als Auflager für den Anker dienen. Bei Lisenenwänden handelt es sich um Bauwerke, bei welchen die Auflagerung der Anker durch vertikale bzw. horizontale, linienförmige Konstruktionen übernommen wird. Die Zwischenbereiche dieser können dabei gewachsener Boden, Spritzbetonsicherungen oder andere Sicherungselemente sein. Mit dem Anstieg des Bauwerksalters und der Zunahme von Schäden und Mängeln werden Verankerungen und vorgespannte Verpressanker aktuell zudem als Sanierungs- und Instandhaltungsmaßnahme verwendet, um das erforderliche Sicherheitsniveau der Konstruktionen wieder zu erreichen.

1.2 Beurteilung des Erhaltungszustandes

In der RVS 13.03.21 (2022) werden die Anforderungen an eine Prüfung und Kontrolle von geankerten Konstruktionen gelegt. Hierbei ist zum einen eine identische Vorgehensweise zu nicht geankerten Stützbauwerken zu erkennen – vor allem im Bereich der Entwässerung und der Geländeänderungen. Zum anderen liegt der Fokus bei derartigen Konstruktionen auf den Verankerungen, um den Erhaltungszustand dieser bzw. mögliche Veränderungen bereits im Zuge einer handnahen Kontrolle oder Prüfung erkennen zu können. Zudem wurde ein Arbeitspapier (AP33, 2022) ausgearbeitet, um der Sonderprüfung der Zugelemente und der geankerten Konstruktionen entsprechende Aufmerksamkeit zu schenken. Kontrollen und Prüfungen von Infrastrukturbauwerken finden in der Regel periodisch statt und sind handnah und visuell durchzuführen. Dabei erfolgt eine Erhebung des Erhaltungszustandes, um den Erhaltungsverpflichtenden darauf aufbauend die Möglichkeit zu geben, *„diese Mängel und/oder Schäden zu beheben, bevor größerer wirtschaftlicher Schaden eintritt oder die Verkehrssicherheit beeinträchtigt wird“* (vgl. RVS 13.03.21).

Ziel dieser Tätigkeiten ist es, neben dem Zustand der Konstruktion eine Veränderung des Erhaltungszustandes bzw. Schadensbilder an den Zuelementen zu bestimmen und deren Einfluss auf die Sicherheit und Zuverlässigkeit zu bewerten. Verpressanker zeigen in praktisch allen Fällen eine Veränderung ihrer Beanspruchung, d.h. die Ankerkraft nimmt nach dem Vorspannen und Festsetzen des Zuggliedes am Ankerkopf zu bzw. ab. Während eine Zunahme dabei im Zusammenhang mit sich ändernden Belastungssituationen (z.B. fortschreitender Aushub, Hangbewegungen, Temperaturänderungen) steht, ist die Abnahme der Ankerkraft in der Regel auf Kriech- und Relaxationseffekte zurückzuführen. Übersteigt die Ankerkraft im ungünstigsten Fall dessen Tragfähigkeit, führt dies unweigerlich zu einem lokalen Versagen des Ankers bzw. einzelner Litzen. In weiterer Folge kann es zu einer Lastumlagerung (siehe Abbildung 3) innerhalb der geankerten Konstruktion kommen, welche wiederum zu einer Überbeanspruchung anderer Anker, Ankerkomponenten oder Konstruktionsbauteilen führen und sich negativ auf die globale Standsicherheit (Daxer, 2020 & Rebhan et. al., 2022) auswirken kann.

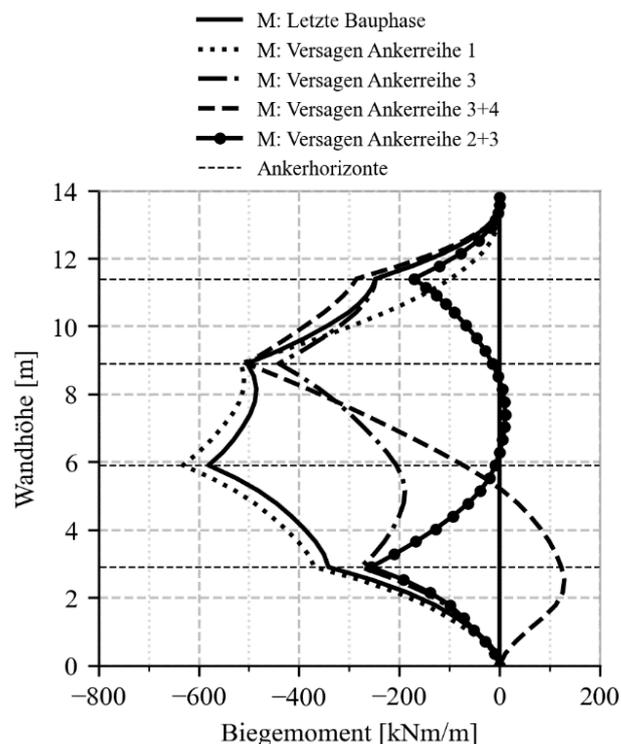


Abbildung 3: Biegemomentverteilungen infolge Ankerausfall (Daxer, 2020)

1.3 Schadensbilder bei geankerten Konstruktionen

Ein wesentlicher Bestandteil der Prüfung und Kontrolle von geankerten Konstruktionen ist die Erhebung von vorliegenden Mängeln und Schadensbildern. Bei geankerten

Konstruktionen sind dies neben den klassischen betonbautechnischen Schäden wie freiliegender Bewehrung, Abplatzungen oder Rissen auch geologische Schadensbilder wie Anrisskanten, Mängel und Schäden an der Entwässerung, welche eine zusätzliche Belastung auf das Bauwerk oder auch eine Ankündigung möglicher Versagensmechanismen darstellen. Zudem müssen die Zugelemente, als tragfähigkeitsrelevantes Bauwerk entsprechend adressiert werden.

Die metallischen Zugglieder, wie auch das Bauwerk selbst, sind während ihrer Nutzungsdauer enormen äußeren Einflüssen ausgesetzt, wodurch sich hohe Anforderungen an die Dauerhaftigkeit der Konstruktion ableiten lassen. Neben geotechnischen Schadensbildern spiegelt sich dies in häufig festgestellten Korrosionsschäden (insbesondere im Bereich des Ankerkopfes vgl. Abbildung 4 links) in unterschiedlichen Ausprägungen wider.



Abbildung 4: Schäden an Zugelementen; Korrosion im Ankerkopfbereich (links); versagter Anker (rechts)

Die korrosionsbedingte Querschnittsverminderung führt hier zu einer Spannungs- bzw. Dehnungszunahme und damit zu einer Abnahme der Tragfähigkeit. Die daraus resultierenden Auswirkungen, wie z.B. eine Reduktion der Vorspannkraft oder bei Überschreiten der verringerten Tragfähigkeit auch ein Versagen bzw. entspannen des Zuggliedes (siehe Abbildung 4 rechts), können sich wiederum negativ auf die Standsicherheit der geankerten Konstruktion auswirken.

2 Stand der Technik Abhebekontrolle und Kraftmesseinrichtungen

Zur Überwachung der Ankerkraft werden einerseits entsprechende Kraftmesseinrichtungen im Zuge der Herstellung verbaut bzw. Abhebekontrollen während der Nutzungsdauer (in Form einer Sonderprüfung) durchgeführt. In der neu erschienenen ÖNORM B 4456 (2021) bzw. im Arbeitspapier 33 der (2022) werden hierzu umfassende Informationen gegeben.

2.1 Abhebeversuche an bestehenden geankerten Konstruktionen

Zur Bestimmung der aktuell anliegenden Ankerkraft können einerseits Kraftmesseinrichtungen am Ankerkopf (siehe Kapitel 2.2) installiert und andererseits Abhebekontrollen durchgeführt werden. Während Kraftmesseinrichtungen den Vorteil einer periodischen Ablesung bieten, wird bei Abhebekontrollen die Ankerkraft zum Zeitpunkt der Prüfung unter Festlegung bestimmter Abhebekriterien ermittelt. Üblicherweise wird eine Abhebekontrolle mittels hydraulischer Pressen, identisch zu jenen für den Spannprozess, durchgeführt. Wie die Bezeichnung bereits erkennen lässt, ist diese durch ein Abheben des Ankers – oder vielmehr des Ankerkopfes – gekennzeichnet.

Eine dezidierte Regelung zur Durchführung dieser Untersuchungen ist in Österreich nicht gegeben. Zwar ist in ÖNORM B 1997-1 definiert, dass „*Abhebekontrollen alle 5 bis 10 Jahre*“ (ÖNORM B 1997-1, 2013) an Verpressankern durchzuführen sind, genauere Ausführungen, wie diese durchzuführen sind, werden jedoch nicht gegeben. In den Richtlinien der Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr (RVS 13.03.21, 2013) wird die Abhebekontrolle definiert als „*Überprüfung der Funktionsfähigkeit der Haftstrecke als Element der Kraftübertragung gemäß ÖNORM B 4455 oder ÖNORM EN 1537 [...] mittels Spannapparaturen*“ bei welcher „*bedeutende Verminderungen der Gebrauchslast festgestellt*“ werden sollen. Eine genaue Vorgehensweise bzw. eine Anforderung zu den Laststufen bzw. der anzuwendenden Prüfmethode (vgl. ÖNORM EN ISO 22477-5, 2019) wird dabei jedoch nicht angeführt, diese sind lediglich im bereits erwähnten AP33 (2022) angeführt.

In der Literatur wird die Ankerabhebekontrolle, bzw. die in Deutschland als Abhebeversuch bezeichnete Methode wie folgt beschrieben: „*Das Prinzip von Abhebeversuchen besteht darin, das Zugglied durch Aufmuffen so zu verlängern (bzw. bei Litzenankern den Keilträger mit einer Schraubglocke zu fassen), dass eine Spannpresse und Kraftmessdose darüber montiert werden können. Spannt man nun den Anker, so wird zunächst nur die Länge*

zwischen der Ankerplatte und der oberen Mutter über der Kraftmessdose gedehnt. Wenn die Zugkraft gleich der aktuellen Ankerkraft ist, hebt sich die untere Anker Mutter (bei Litzenankern der Keilträger) von der Unterlage ab“ (Witt, 2011). Diese Vorgehensweise ist am schematischen Schnitt durch einen derartigen Prüfaufbau in Abbildung 5 links zu erkennen.

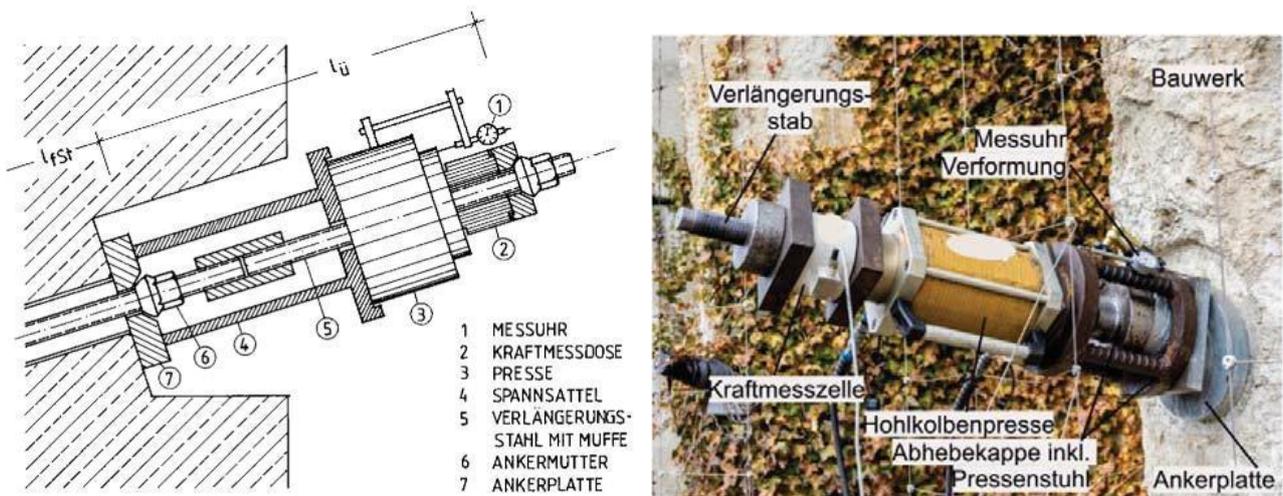


Abbildung 5: Prinzip einer Ankerabhebekontrolle, links: schematische Darstellung (Witt, 2011); rechts: im Feldversuch

Im Arbeitspapier 33 der FSV (AP33, 2022) wird zur Durchführung von Abhebekontrollen angeführt, dass hierfür das Prüfverfahren 1 nach ÖNORM EN ISO 22477-5 (2019) zu verwenden ist, welches durch eine stufenweise Lastaufbringung und eine Messung der Ankerkopf- bzw. Bauteilverschiebungen gekennzeichnet ist. Hierbei muss ein vollflächiges Abheben des Ankerkopfes von der Ankerplatte bzw. der Unterkonstruktion sichergestellt sein (Reinprecht & Rebhan, 2022).

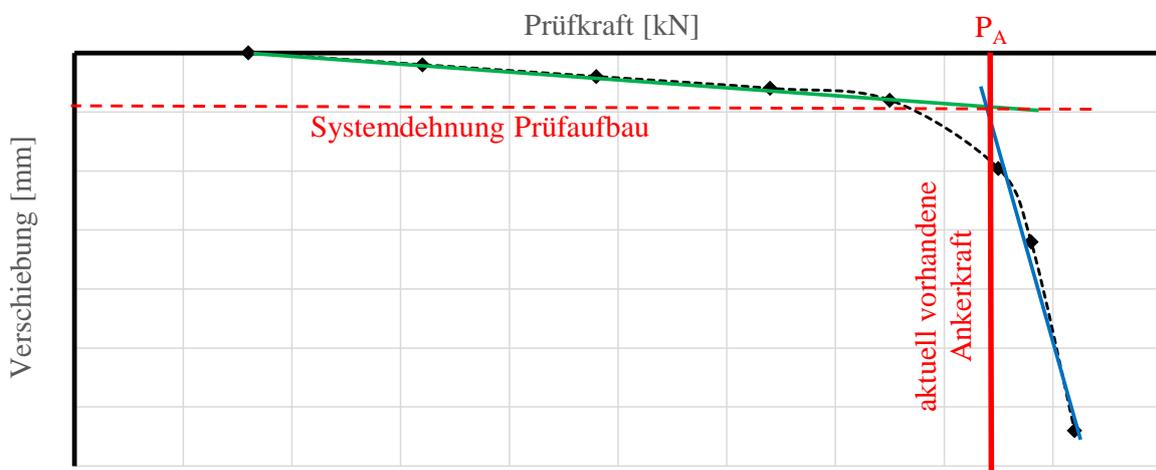


Abbildung 6: Schematisches Ergebnis einer Abhebekontrolle

Das Ergebnis einer Ankerabhebekontrolle ist in Abbildung 6 zu erkennen. Hierbei handelt es sich um ein Verformungs-Kraftdiagramm, in welches für unterschiedliche Laststufen die jeweiligen Messungen der Messuhr am Anker, bzw. auch der Vergleich mit jenen des Bauwerkes, aufgetragen wird. Der Schnittpunkt, welcher in Abbildung 6 durch die beiden Ausgleichsgeraden gekennzeichnet wurde, stellt dabei den Bereich des Abhebens des Ankerkopfes dar. Im Kraft-Verformungsdiagramm ist zudem die Vorlast zu erkennen. Diese ist vor allem dazu erforderlich, um den Schlupf bzw. Lagetoleranzen im Prüfaufbau vor Beginn der Messung zu kompensieren. Im Vergleich zu den Prüflasten bei einer Eignungs- oder Abnahmeprüfung von Ankern (z.B. ÖNORM EN 1537, 2015, ÖNORM EN ISO 22477-5, 2019, ÖNORM B 4455, 1979), ist die Festlegung der Abhebelast nicht nach normativen bzw. bemessungstechnischen Vorschriften möglich. Da diese Last jeweils den aktuellen Zustand des Ankers abbildet, und somit einer zeitlichen Veränderung unterliegt. Zudem kommt bei einer Vielzahl an Bestandsankern hinzu, dass keine (oder nur wenige) Aufzeichnungen zur Planung bzw. auch der Festlegung der Anker vorhanden sind. Daher ist es oftmals erforderlich, die Abhebekraft P_A auf Grund der Kenntnisse des Ankers vorab zu definieren. Rückschluss hierauf können beispielsweise die Anzahl der Litzen oder der Durchmesser des Stabes geben.

2.2 Kraftmesszellen und Kraftmesseinrichtungen

Im Regelfall kommen zur Feststellung allfälliger Zustandsänderungen neben Abhebekontrollen im Zuge einer Sonderprüfung (AP33, 2022) geodätische Vermessungen, Ablesungen vorhandener Messeinrichtungen (z.B. Kraftmessteller) und gegebenenfalls Sonderprüfungen zur Bestimmung der Materialeigenschaften zur Anwendung. Vor allem die Ablesung der Ankerkraftmesseinrichtungen ist für die Erhebung des Erhaltungszustandes maßgeblich, da es sich bei den Verankerungen um ein nur bedingt einsehbares, und daher im Zuge der handnahen und visuellen Kontrolle und Prüfung nur eingeschränkt prüfbares, Konstruktionselement handelt. Dennoch sind Verankerungen für die Funktionsweise und Zuverlässigkeit einer geankerten Konstruktion *„aufgrund des Umstandes, dass es sich bei Verpressankern um kritische Bauteile gemäß ÖNORM EN 1997-1:2009, Abschnitt 4.6(2) handelt“* (ÖNORM B 1997-1, 2013) unerlässlich und müssen einer umfassenden Prüfung und Kontrolle sowie erforderlichen Instandhaltungs- und Instandsetzungstätigkeiten unterzogen werden.



Abbildung 7: Kraftmesseinrichtung eines vorgespannten Verpressankers

Mit der Überwachung der Ankerkräfte soll eine mögliche Veränderung (Abnahme wie auch Zunahme) der Ankerkraft und die daraus folgende Auswirkung auf das Bauwerk bzw. ein daraus möglicherweise folgendes Versagen des Ankers zeitgerecht erfasst werden, um die Forderung des Eurocode 7 (ÖNORM EN 1997-1, 2013) in Kapitel 8.3, dass „*die Auswirkungen eines Ankerversagens berücksichtigt werden*“ müssen, einzuhalten, auch wenn hierzu normativ und berechnungstechnisch nur bedingt Vorgaben vorhanden sind, wie diese Forderung zu berücksichtigen ist.

3 Entwicklungen in der Gerätetechnik bei Abhebekontrollen

In den Ausführungen des Kapitels 2.1 wurde die Durchführung von Abhebekontrollen kurz beschrieben und es wurden die bisherigen normativen und technischen Grundlagen dargelegt. Wie der Aufbau in Abbildung 5 erkennen lässt, ist mit der Installation und auch dem Abbau der erforderlichen Prüfeinrichtung ein erheblicher personeller und auch zeitlicher Aufwand verbunden. Dieser ist in erster Linie der Handhabung und dem Aufbau der Pressen für die Versuchsdurchführung zuzuschreiben. Im Zuge der Abhebekontrolle selbst ist ein im Vergleich zum üblichen Spannprozess sehr geringer Pressenhub (als Weg des Ankerkopfes bis zum Abheben) erforderlich. Durch eine entsprechende maschinenbautechnische Anpassung und Konzeptionierung des Prüfaufbaues für Abhebekontrolle (vgl. Rebhan et. al., 2022) kann hier eine entsprechende Optimierung geschaffen werden, wie dies in Abbildung 8 dargestellt ist.



Abbildung 8: Prüfgerät zur Abhebekontrolle

Ergebnisse hierzu zeigen, dass neben einer Reduktion des Prüfaufwandes zu Folge einer kontinuierlichen Datenaufzeichnung bei der Durchführung von Abhebekontrollen das Verhalten des Ankers umfassender beschrieben werden kann und daraus resultierend eine schlüssigere Aussage über Veränderungen des Ankers (z.B. Lastumlagerung) aber auch Schadensmechanismen (z.B. Korrosion des Zugliedes) möglich sein können.

3.1 Versuchsreihen

Der Demonstrator, wie in Abbildung 8 dargestellt, wurde hierzu in einer Reihe von Versuchen verwendet, um neben einer Erprobung und Validierung Messdaten für Interpretationszwecke zu generieren. Einleitend wurde an einem Ankerspannrahmen im Labor eine Keilscheibe mit Außengewinde mit einer künstlich erzeugten Vorspannung des Ankers untersucht. Der Fokus hierbei lag zum einen auf der Anbringbarkeit des ringförmigen Kurzhubzylinders (Aufschraubbarkeit und Lösbarkeit), und zum anderen in der Validierung der praktischen Anforderungen und die Erprobung des Druckerzeugungs- und Datenerfassungssystems. In Abbildung 9 sind die Ergebnisse dieser Versuchsreihe dargestellt.

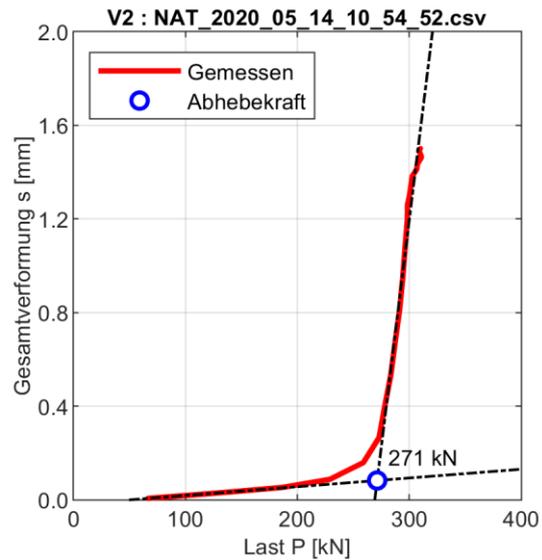
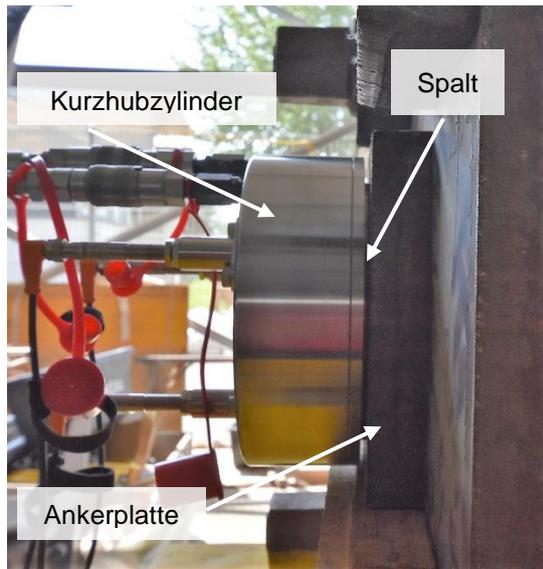


Abbildung 9: Laborversuchsreihe; links: Abgehobene Keilscheibe im Zuge der Versuchsdurchführung; rechts: Abhebekennlinie eines Laborversuches

Das linke Bild zeigt das Abheben der Keilscheibe von der Ankerplatte. Auf Grund des Aufbaues des Demonstrators kann dies, durch das Entstehen eines seitlichen Spaltes erkannt werden. Zusätzlich wird die tatsächliche Spalthöhe durch die angebrachte Konstellation aus induktiven Wegaufnehmern (LVDT) erfasst. Die rechte Abbildung zeigt das Ergebnis eines Versuches in Form einer kontinuierlichen Datenaufzeichnung und eines daraus abgeleiteten Kraft-Weg-Diagrammes. Die entsprechenden zeitkontinuierlichen Größen Weg und Kraft bzw. Druck wurden in einem Abtastintervall von 200 ms erfasst.

Diese Versuchsreihe und eine Reihe weiterer kleinerer Versuche an Bauwerksankern zeigten, dass die notwendige Zeit zur Durchführung einer Prüfung mit dem konzeptionierten Kurzhubzylinder und dem hergestellten Demonstrator vor allem von den vorbereitenden Arbeiten zur Aufbereitung und Reinigung der Ankerköpfe abhängt. In einem weiteren, groß angelegten Versuch wurde das Prüfequipment daher unter realen Bedingungen und Anforderungen getestet werden. Hierfür wurde entlang der Tauernstrecke der Österreichischen Bundesbahnen im Raum Gastein an zwei verankerten Konstruktionen eine Prüfung von bestehenden Verankerungen vorgenommen. Im Zuge dieser Untersuchungen wurde die Nutzung des Prüfequipments an den Ankertypen VT (Deutsches Institut für Bautechnik, 2005) und PZ (Institut für Bautechnik, 1993) vorgenommen.

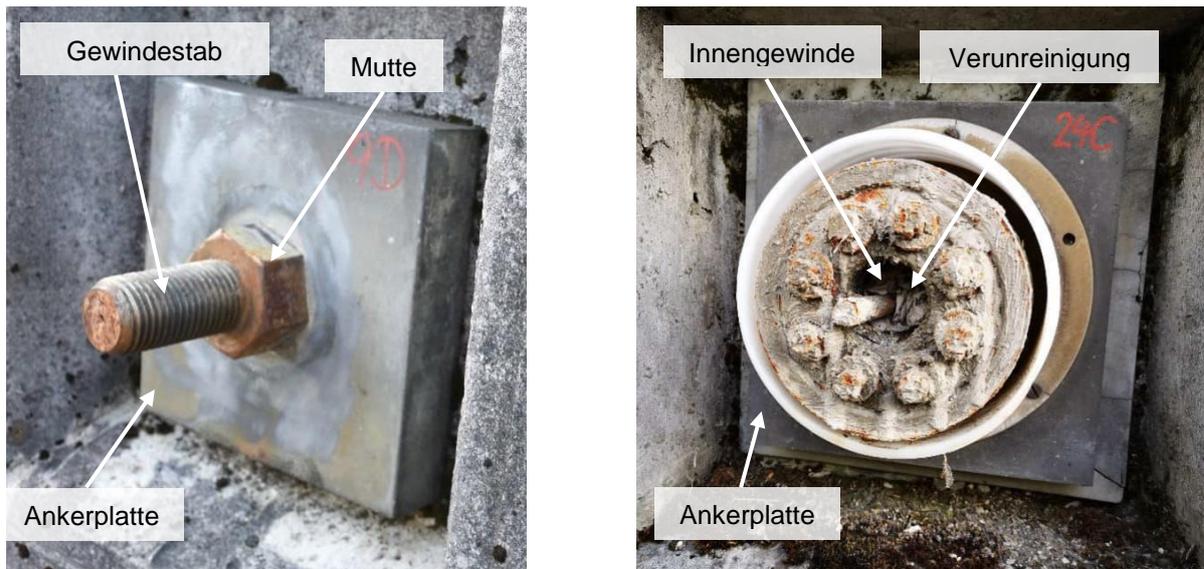


Abbildung 10: Ankerarten an zwei Ankerwänden entlang der Trauernstrecke; links: PZ-Anker; rechts: VT-Anker

Abbildung 10 zeigt die beiden, an den Bauwerken vorhandenen Ankerarten. Der im rechten Bild dargestellte VT-Anker zeigt ein besonders herausforderndes Situationsbild, da dieser durch Korrosion und anliegendes Füll- bzw. Verpressmaterial gerade im Bereich der für die Kräfteinleitung bedeutsamen Gewindebohrung, hohe Verunreinigungen aufweist. Zur Durchführung der Abhebekontrollen an beiden Ankerarten war jeweils eine Anpassungskonstruktion erforderlich, um das im Kurzhubzylinder (siehe Abbildung 8) vorhandene Innen-Trapezgewinde zur Kraftübertragung von Zylinder zu bestehender Kopfkonstruktion verwenden zu können.

3.2 Interpretation der Versuchsergebnisse

Mit der Verwendung eines derartigen Kurzhubzylinders und einer umfassenden messtechnischen Erfassung der Versuchsreihen konnte gezeigt werden, dass eine große Bandbreite an Ankerarten bzw. Ankerkopfkonstruktionen geprüft werden kann. Nachfolgend findet sich eine Aufbereitung der Versuche und der dabei generierten Messwerte und Untersuchungsergebnisse.

Abbildung 11 zeigt die Abhebekennlinie, also das Kraft-Weg-Diagramm, eines Versuchs. Aus der charakteristischen Form der gemessenen Kennlinie kann bereits ein Abheben der Keilscheibe von der Ankerplatte festgestellt werden, was sich am asymptotischen Übergang der Messkurve von Werten gleichbleibend geringer Nachgiebigkeit zu Werten gleichbleibend höherer Nachgiebigkeit zeigt. Die quantitative Bestimmung der Abhebekraft

– in Form einer möglichst genauen Annäherung – kann dabei zusätzlich im post-processing durch Berechnung des Schnittpunkts zweier anliegender Tangenten, welche als Ausgleichsgeraden der Äste vor (1) und nach dem Abheben (2) errechnet werden. Für den hier betrachteten Anker lässt sich hierdurch eine Abhebekraft P_A von 346 kN bestimmen.

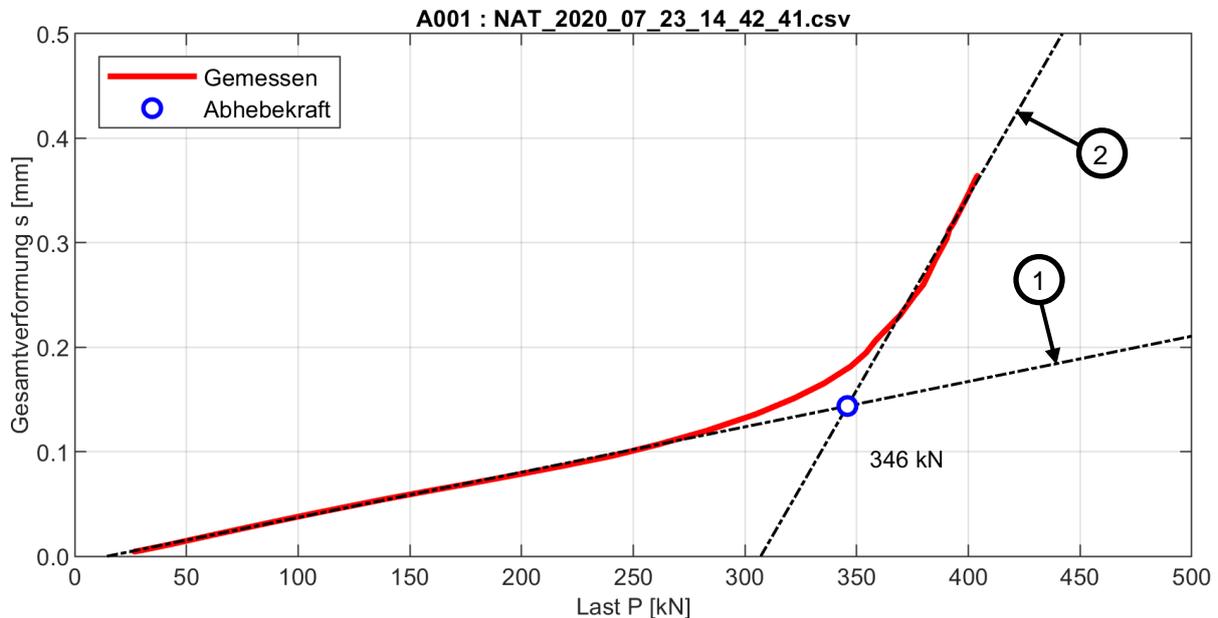


Abbildung 11: Erzeugte Abhebekennlinie zur Bestimmung der Abhebekraft

Eine ähnliche Aufbereitung lässt sich für alle durchgeführten Versuchsreihen vornehmen, wie in Abbildung 12 dargestellt. Unter Berücksichtigung der Konstruktionsform sowie der Konfiguration der Anker (Litzenanzahl, Litzenlänge, Verfüllung Kopfbereich, ...) sind hier deutliche charakteristische Unterschiede zu vermerken. Diese sind in den beiden Abhebediagrammen zu erkennen, wobei hier bereits eine weitere Verarbeitung und Betrachtung der Messdaten durchgeführt werden, da neben einem quantitativen auch einem qualitativen Vergleich vorgenommen werden kann.

Diese wurden hierbei für alle im Zuge des Projektes NAT (2022) durchgeführten Abhebekontrollen an Bauwerksankern durchgeführt. Die Kurzbezeichnungen hierbei beziehen sich auf:

- MTR – Keilscheiben mit Außengewinde;
- PZ – Gewindestab an PZ-Ankern;
- VT – Keilscheibe mit Innengewinde.

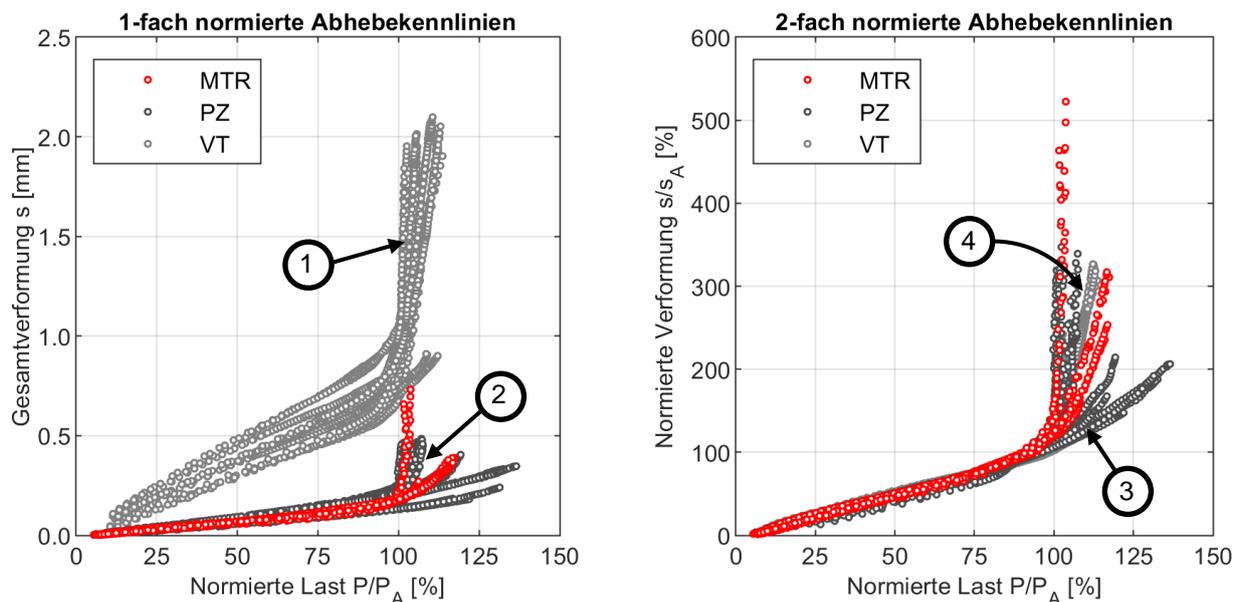


Abbildung 12: Normierte Abhebekennlinien; links: 1-fach normiert; rechts: 2-fach normiert

Links sind die Abhebekennlinien sämtlicher geprüften Verankerungen dargestellt, wobei die Verformung über eine durch die jeweilig errechnete Abhebelast P_A normierte Last P/P_A aufgetragen ist (1-fach normiert). Besonders ausgeprägt zeigt sich eine Häufung der Kennlinien der VT-Anker (1), welche sich auf Grund höherer Nachgiebigkeit im Ankerkopf, gegenüber den PZ- und MTR-Ankern (2) typischerweise bei Werten höherer Verformung eintreten. Das rechte Bild zeigt die Schar derselben Datensätze, wobei hier zudem die Verformung normiert als Verhältnis zur jeweiligen Abhebeverformung s_A aufgetragen ist.

Jenes Schaubild gibt besonders Aufschluss über die Qualität der durchgeführten Abhebekontrollen, welche insbesondere dann hoch ausfällt, wenn zwischen den Ästen vor und nach Abheben eine signifikante Steigungsänderung auszumachen ist. Wie im rechten Bild dargestellt, ist diese Forderung zwar für die meisten Kennlinien der VT- und MTR-Anker erfüllt, konnte aber unter Rücksichtnahme auf max. zulässige Prüfkräfte für PZ-Anker in einigen Fällen nicht erreicht werden (3). Für jene Abhebeversuche bedeutet dies, dass ein Abheben nicht sicher festgestellt werden konnte, und damit die rechnerische Bestimmung der Abhebekraft durch das Schneiden zweier spitz zulaufender Ausgleichsgeraden höheren Unsicherheiten unterliegt. Als weiteres Merkmal des qualitativen Vergleichs der Abhebekennlinien lässt sich eine Verschiebung der Äste hin zu höheren Nachgiebigkeiten ausmachen (4). Daraus lassen sich potenziell Schlüsse über den Zustand und die mechanischen Eigenschaften der Verankerung ziehen.

Werden Abhebekontrollen zudem in periodischen Intervallen durchgeführt, wie dies die entsprechenden Regelwerke vorgeben, können mit vorgeschlagenem Schaubild und den daraus ersichtlichen Ableitungen in Bezug auf die Qualität und die Änderungen auch Veränderungen am Ankersystem bzw. den einzelnen Ankern aufgezeigt werden.

4 Digitalisierung von Kraftmesszellen

Wie die Beschreibungen der beiden vorherigen Kapitel zeigen, stellt die aktuell vorhandenen Ankerkraft bei geankerten Konstruktionen eine maßgebende Größe bei der Beurteilung dieser Konstruktionen und eine entsprechende Herausforderung bei der praktischen Umsetzung dar. Während, wie angeführt, Abhebekontrollen lediglich eine Information über den zum Prüfzeitpunkt vorhandenen Zustand ermöglichen, ist es – vor allem bei tiefreichenden Fragestellungen – erforderlich, eine Zeitreihe zur Ankerkraft zu haben. Neben dem allgemeinen Verhalten der Konstruktion und beispielsweise der Erfassung von periodischen und jahreszeitlichen Schwankungen kann hier eine möglicherweise vorliegende Veränderung von großem Interesse sein. Hierzu eignen sich Kraftmesseinrichtungen, welche eine direkte Aussage über die Ankerkraft ermöglichen. Die Verwendung anderer Messeinrichtungen (z.B. Deformationen der Wand) sind hier nur bedingt bzw. als Ergänzung anwendbar.

Nachfolgend wird die Möglichkeit der Nachrüstung von Kraftmesstellern an bestehenden geankerten Konstruktionen beschrieben, und zudem auf die Digitalisierung derartiger Konstruktionselemente eingegangen.

4.1 Nachrüstung von Kraftmesseinrichtungen

Da Abhebekontrollen, als eine Form der Sonderprüfung (AP33, 2022) mit einem erhöhten Personalaufwand sowie damit verbundenen Einschränkungen wie Streckensperren oder anderen Auswirkungen auf die Verfügbarkeit des Infrastrukturbauwerkes verbunden sind, wird die Nutzung von anderen Methoden bevorzugt. Eine der häufigsten Möglichkeiten ist hier die Anbringung von Kraftmesseinrichtungen direkt an den zu betrachtenden Ankern. Dies ist im Regelfall jedoch nur dann möglich, wenn derartige Konstruktionen bereits im Zuge der Planung Berücksichtigung gefunden haben.

Ist diese nicht der Fall, oder werden Anker als kritisch identifiziert, welche nicht mit Kraftmesseinrichtungen ausgestattet wurden, so kann hier nur bedingt Abhilfe durch die Nachrüstung einer Kraftmesseinrichtung geschaffen werden.

Zwei Beispiele sind hier in Abbildung 13 dargestellt. Das linke Bild zeigt die Anbringung eines zusätzlichen Stuhles, um über zwei Gewindestangen ein nachträgliches Anheben des Ankerkopfes zu ermöglichen, und damit einen Kraftkurzschluss über eine neues Kraftmessteller zu ermöglichen. Diese Ausführung ist jedoch nur möglich, sofern entsprechende Angriffspunkte an einem Ankerkopfe (z.B. freie Litzenlöcher, Innengewinde, Bajonette) vorhanden sind, mit welchen der Ankerkopf entsprechend gegriffen werden kann. An dem hier dargestellten Fall war diese möglich, da die 4-litzige Keilscheibe lediglich mit 2 Litzen belegt war und daher in die freien Litzenlöcher durch die bauseitige Herstellung eines Gewindes die zwei dargestellten Gewindestangen eingeschraubt werden konnten.

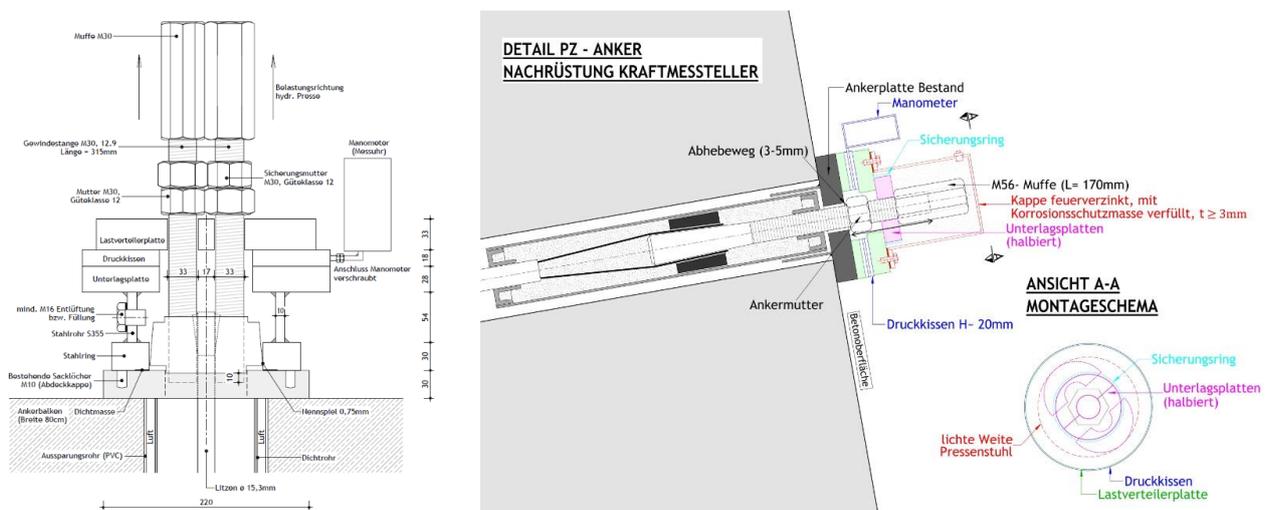


Abbildung 13: Möglichkeiten zur Nachrüstung von Kraftmesstellern an bestehenden geankerten Konstruktionen, links: Nachrüstung bei einem Litzenanker (GDP ZT GmbH, 2018); rechts: Nachrüstung bei einem PZ-Anker (Scharinger & Granig, 2022)

Im rechten Bild ist ein Sondertyp eines Ankers dargestellt, welcher als Bündelanker bezeichnet wird. Die Besonderheit ist, dass die Drahtbündel aus dem Bohrloch durch einen zentrisch angebrachten Stab gebündelt werden. Dieses, als PZ-Anker (Institut für Bautechnik, 1993) bezeichnete System ermöglicht durch das Vorliegen eines Feingewindestabes am Ankerkopf eine verhältnismäßig einfache Anbringung eines neuen Kraftkurzschlusses und die daraus resultierende Nachrüstung eines Kraftmesstellers.

Beiden Möglichkeiten ist jedoch gemein, dass hiermit ein erheblicher Aufwand verbunden ist, entsprechende Dehnwege vorhanden sein müssen, um einen Kraftkurzschluss zu ermöglichen und zudem die geometrischen Anforderungen an die Anbringung eines Kraftmesstellers gegeben sein müssen. Weiters sei hier angemerkt, dass ein derartiger Eingriff wie beispielsweise die Herstellung von Gewinden in installierten Keilscheiben eine

erhebliche Beeinflussung des Systems darstellt, woraus neben haftungstechnischen Themen auch Fragestellungen im Bereich der Dauerhaftigkeit und der Unversehrtheit resultieren. Dennoch steht bei Verdacht großer Änderungen der Ankerkräfte im Regelfall der aus der nachträglichen Installation von Kraftmesseinrichtungen resultierende Mehrwert im Vordergrund derartiger Untersuchungen und messtechnischen Betrachtungen.

4.2 Digitalisierung bestehender Kraftmesseinrichtungen

Neben den in Kapitel 4.1 beschriebenen Nachrüstungen von bestehenden Ankern mit Kraftmesseinrichtungen wird seit einiger Zeit auch vermehrt auf die Digitalisierung und Online-Übertragung der Messdaten gesetzt. Hierbei können die Ankerkräfte zusammen mit anderen Messgrößen wenige Sekunden nach der Messung direkt eingesehen und ausgewertet werden und bei einer Grenzwertüberschreitung kann informiert werden.

Kraftmesseinrichtungen können bereits beim Einbau – also im Zuge der Herstellung - digital ausgeführt werden. Nachfolgend wird jedoch kurz auf die nachträgliche Digitalisierung von bereits installierten Kraftmesstellern an Litzenankern eingegangen.



Abbildung 14: Arbeitsschritte bei der Digitalisierung eines bestehenden und installierten Kraftmesstellers

Abbildung 14 zeigt die entsprechenden Arbeitsschritte an einer Lastplatte. Das obere linke Bild zeigt den Anker mit dem bestehenden Druckmanometer (Kraftmesseinrichtung) vor der Digitalisierung. Im Bild oben rechts wurde bereits die alte (und in diesem Fall schadhafte) Ableseeinheit entfernt. Das untere linke Bild zeigt die Nachrüstung mit dem digitalen Anschluss und einer zusätzlichen neuen analogen Ableseeinheit. Die analoge und digitale Erfassungsmöglichkeit wurde verbaut, um beide Nutzungsmöglichkeiten zur Verfügung zu stellen. Im Bild rechts unten wird gezeigt, wie die Kraftmesseinrichtung mit einer Handpumpe wieder gefüllt wird. Die Füllung ist erforderlich, da das Öl im inneren des Kraftmesstellers bei der Nachrüstung entspannt wurde.

In Abbildung 15 ist die angebrachte Messtechnik sowie der gesamte Messbereich an einer Ankerwand dargestellt. Das linke Bild zeigt die Anordnung der digitalisierten Kraftmesseinrichtungen M1 bis M3, während das rechte Bild den Bereich des Ankers M2 (Anker Mitte) mit zusätzlichen Messungen detaillierter zeigt.

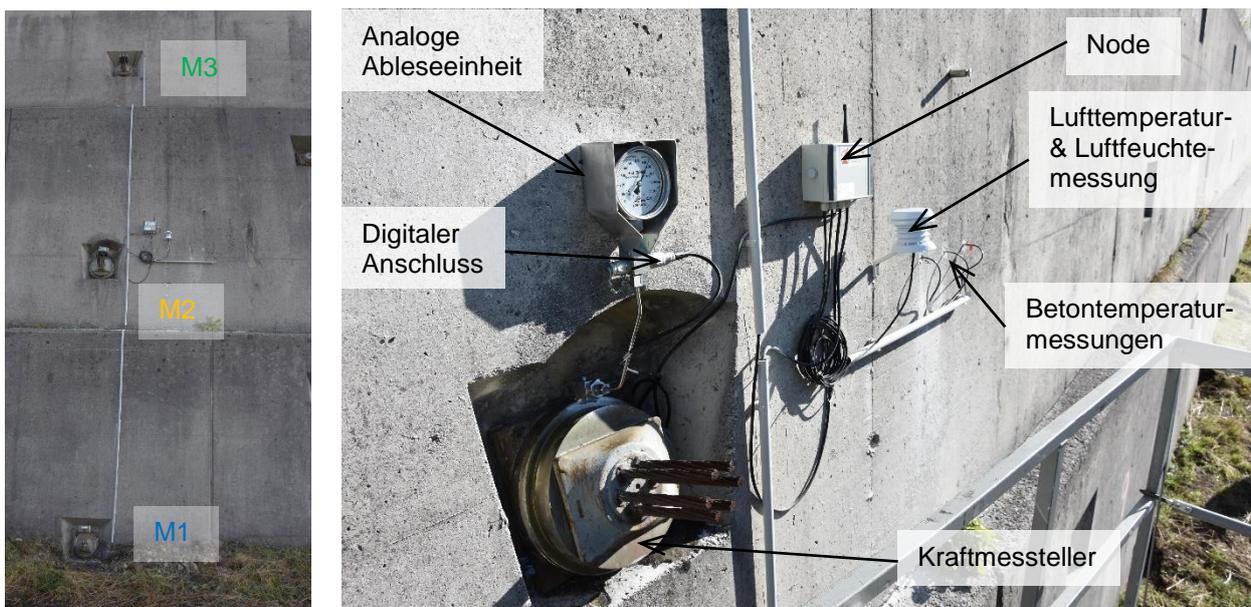


Abbildung 15: Nachgerüstete und Digitalisierung Kraftmesseinrichtungen, links: Ansicht der Ankerwand, rechts: Detailansicht des Installationsbereiches Ankerkraftmessung M2

4.3 Messsysteme und Datenauswertung

In dem hier beschriebenen und in Abbildung 15 dargestellten Fall wurde ein autarkes Messsystem mit drahtloser Datenübertragung angewendet. Dieses bringt einige Vorteile:

- Aktuelle, zentral gespeicherte Messdaten mit intuitiver Auswertung im Webbrowser oder in einer App.

- Keine feste Stromversorgung vor Ort notwendig (kein Verlegen von Stromleitungen) und drahtlose Datenübertragung mit einer Batterielebensdauer von über 8 Jahren.
- Einfache und schnelle Installation durch die Mannschaft vor Ort möglich – es sind keine Messtechnik- und Netzwerkkennnisse notwendig.
- Funktionsüberwachung (plug & forget) und Überwachung des Bauwerkes mit Warn- und Alarmmeldung bei Grenzwertüberschreitung.

Zur besseren Interpretation der Ankerkräfte wird zudem wie in RVS 13.03.01 (2022) auch die Luft- und Bauwerkstemperatur erfasst. Für die Beurteilung eines Stützbauwerkes kann es zusätzlich sinnvoll sein auch Neigungsmessungen durchzuführen. In diesem Projekt wurden 8 Sensoren (Messungen) von einem Node gesteuert, ausgelesen und die Messdaten zur cloud übertragen. Zusätzlich werden die Messwerte vor Ort gespeichert und können bei einem Ausfall des Datennetzwerks „nachgeliefert“ werden.

Die Messung der Lufttemperatur und Luftfeuchtigkeit erfolgt mit einer Strahlenschutzhaube, um Strahlungseinflüsse der Sonne zu reduzieren. Mit den Betontemperaturen in 4 cm, 6 cm und 18 cm Tiefe wird der Temperaturgradient des Bauwerkes im Jahresgang bestimmt. Die Ankerkraftmessung erfolgt über den Öldruck des Kraftmesstellers. Mit einem Druckgeber wurde hierbei die Ankerkraftablesung digitalisiert und zusammen mit den anderen Messungen übertragen.

Die Ablesungen von einer analogen Kraftmessung erfolgt üblicherweise nur in größeren Zeitintervallen (beispielsweise im Zuge einer Inspektion oder Prüfung). Somit ist bestenfalls ein Messwert (Ankerkraft) pro Jahr für eine Beurteilung verfügbar. Diese Ablesungen werden zumeist bei unterschiedlichen Temperaturen und unterschiedlichen Belastungszuständen (z.B. Hangwässer bei Schneeschmelze) durchgeführt, jedoch sind dazu meist keine Informationen vorhanden. Bei einer digitalen Ausführung hingegen werden alle Sensoren z.B. einmal pro Stunde ausgelesen, übertragen und somit kann eine dichte Zeitreihe der Ankerkräfte und der Einflussfaktoren wie Beton- und Lufttemperatur für die Analyse herangezogen werden, wie in Abbildung 16 dargestellt.

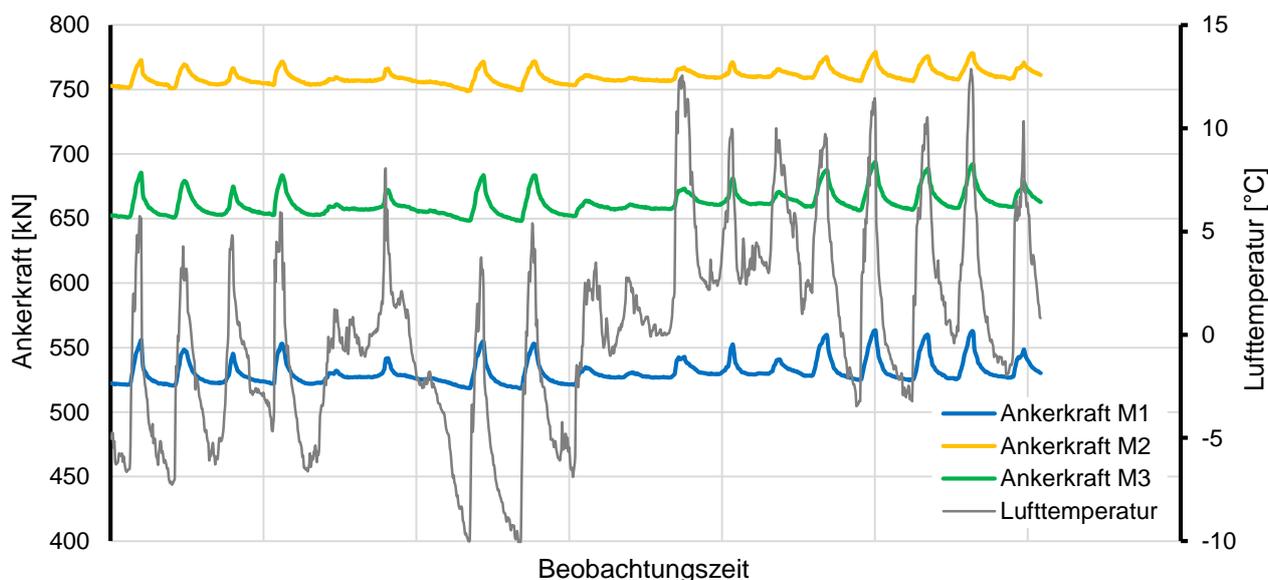


Abbildung 16: Ergebnisse einer permanenten Erfassung von Messdaten an drei Ankern

Die Ankerkräfte (M1 bis M3) und die gemessene Lufttemperatur (von -10°C bis $+13^{\circ}\text{C}$) sind über einen Beobachtungszeitraum – hier nicht näher angeführt – dargestellt. Es lässt sich ein eindeutiger Zusammenhang zwischen Änderungen der Lufttemperatur und der erfassten Ankerkraft erkennen. Zudem zeigt sich, dass die Ankerkräfte direkt und kaum zeitverzögert zufolge einer Temperaturänderung reagieren, was darauf schließend lässt, dass diese lediglich aus der Erwärmung der Kraftmesseinrichtung resultieren.

Zusammen mit jahreszeitlichen Schwankungen aus anderen Einflüssen erhält man mit dieser wesentlich dichteren Zeitreihe und auch mit den zusätzlichen Informationen Daten für eine fundierte Analyse. Mit den dichteren Messreihen können Unwägbarkeiten reduziert werden, eine genauere Analyse ermöglicht und so eventuell eine Lebensdauererlängerung der Konstruktion zu Folge einer umfassenderen Kenntnis von Einwirkungen und daraus folgenden Effekten ermöglichen.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Mit diesem Beitrag wurde ein Einblick in den Bereich der Ankertechnik, der Beurteilung von bestehenden geankerten Konstruktionen und der hierzu verwendeten Methoden zur Bestimmung der aktuell vorhandenen Ankerkraft gegeben.

Einleitend wurde eine Methode, basierend auf einer Geräteentwicklung beschrieben, mit welcher ein vertiefter Einblick in das Verhalten bzw. mögliche mechanische und schadensbedingte Änderungen erzielt werden kann. Hierzu ist neben einer entsprechenden

gerätetechnischen Anpassung vor allem eine umfassende messtechnische Aufzeichnung der Ankerabhebekontrolle erforderlich. Basierend auf derartigen Ansätzen soll es zukünftig möglich werden, basierend auf periodisch durchgeführten Sonderprüfungen, eine zutreffendere Aussage über die Entwicklung von schadhafte geankerten Konstruktionen geben zu können. Weiters wurden die Möglichkeiten zur Nachrüstung von Kraftmesseinrichtungen aufgezeigt. Eine derartige Instandhaltungsmaßnahme ist im Vergleich zu Abhebekontrollen nur unter eingeschränkten Randbedingungen umsetzbar und daher, nur bei einer beschränkten Anzahl an bestehenden Ankern anwendbar. Zudem wurde die Möglichkeit der Digitalisierung der Ablesung von Kraftmesseinrichtung bei Ankern anhand eines Beispiels dargestellt. Dieses zeigt, neben den Arbeitsschritten die zu einer derartigen Nachrüstung erforderlich sind, dass damit Zeitreihen zur Ankerkraft geschaffen werden können, welche eine umfassendere und mit anderen Messwerten (z.B. Temperatur) kombinierbare Interpretation ermöglichen.

Im Umgang mit bestehenden geankerten Konstruktionen stellt die aktuell vorhandene Ankerkraft eine der maßgebenden Kenngrößen dar. Im Vergleich zu anderen Ingenieurbauwerken sind hier klassische geodätische Messgrößen, wie beispielsweise die Neigung der Konstruktion, nur bedingt anwendbar. Hieraus folgend kommt den vorgestellten Ansätzen zur einfacheren und periodischen Bestimmung der Ankerkraft ein wesentlicher Beitrag bei der Erhaltungsstrategie sowie der Beurteilung zu.

Die hier beschriebenen Ergebnisse sind Teil von Forschungsergebnissen an der Technischen Universität Graz. Diese werden aktuell im Forschungsprojekt SaRAS – Safety and Risk of Anchored Structures weitergeführt. Das Ziel hierbei ist es, die Methoden zum Umgang mit bestehenden geankerten Konstruktionen zu verbessern und damit einen Beitrag zur Bauwerkserhaltung und der nachhaltigen Nutzung der Infrastruktur zu schaffen.

Danksagung

Die Untersuchungen, welche hier gezeigt sind, wurden im Zuge einer Reihe von Forschungsprojekten durchgeführt, welche unter anderem durch die Österreichische Forschungsförderungsgesellschaft (FFG) finanziert wurden. Zudem gilt der Dank den Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), welche einen Großteil der hier dargestellten Feldversuche und Tätigkeiten ermöglichten.

Literatur

AP33; Arbeitspapier Nr. 33 – Sonderprüfmethoden für geankerte Konstruktionen und Zugelemente, Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schiene – Verkehr, 2022

Boley, C.; Handbuch Geotechnik, Vieweg+Teubner, Wiesbaden, 2012

Daxer, H.P.; The behaviour of anchored structures affected by the failure of ground anchors, Masterarbeit. Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, 2020

Deutsches Institut für Bautechnik; Bescheid über eine allgemein gültige bauaufsichtliche Zulassung, Z-13.1-73, Litzenspannverfahren Vorspann-Technik VT 140/150, 2005

GDP ZT GmbH; Technischer Bericht Nachrüstung Kraftmessteller: Ausarbeitung einer Nachrüstmöglichkeit für Kraftmessteller an bestehenden Dauerfreispielanker, 2018

Institut für Bautechnik; Zulassungsbescheid, Felsanker "Polensky & Zöllner", Z-20.1-48, 1993

Nachbagauer, E.M.; Geotechnische und konstruktive Betrachtung von schadhafte geankerten Konstruktionen, Masterarbeit, Institut für Betonbau, Technische Universität Graz, 2023

NAT; Forschungsprojekt NAT – Neuerungen in der Ankertechnik, Abschlussbericht, Forschungskonsortium NAT, Verfasst durch das Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Technische Universität Graz, 2022

ÖNORM B 4455; Vorgespannte Anker für Locker- und Festgesteine, Austrian Standards Institute, Wien, 1979

ÖNORM B 4456; Dauerhaftigkeit von Verankerungen, Austrian Standards Institute, Wien, 2021

ÖNORM EN 1537; Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker, Austrian Standards Institute, Wien, 2015

ÖNORM EN 1997-1; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln, Austrian Standards Institute, Wien, 2013

ÖNORM EN ISO 22477-5; Geotechnische Erkundung und Untersuchung – Prüfung von geotechnischen Bauwerken und Bauwerksteilen – Teil 5: Prüfung von Verpressankern, Austrian Standards Institute, Wien, 2019

Rebhan, M., Daxer, H-P., Tschuchnigg, F., Marte, R., Stadlbauer, J., Scharf, M., Zopf, P., Hass, F., Edler, J., Anchor lock-off testing – improvements on equipment and interpretation, *Proceedings of the 20th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Sydney, 2022

Reinprecht, V., Rebhan, M.J.; Prüfung und Sonderprüfung von geankerten Stützbauwerken, FSV-Verkehrstag 2022, 22.06.2022, Wien, 2022

RVS 13.03.01: Qualitätssicherung bauliche Erhaltung - Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten - Monitoring von Brücken und anderen Ingenieurbauwerken, Österreichische Forschungsgesellschaft Strasse Schiene Verkehr, Ausgabe 01, FSV, Wien, Februar 2022

RVS 13.03.21; Qualitätssicherung bauliche Erhaltung – Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten – Geankerte Stützbauwerke, Wien, FSV, BMVIT, 2013

RVS 13.03.21; Qualitätssicherung bauliche Erhaltung – Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten – Geankerte Stützbauwerke, Wien, FSV, BMVIT, 2022

Scharinger F. & Granig M.; Instandsetzung von Brückenfundamenten im Liesertal A10 Tauern Autobahn, Beiträge zum 37 Christian Veder Kolloquium, Technische Universität Graz, 2022

Witt, K. J. (Hg.); Grundbau Taschenbuch Teil 3, Ernst & Sohn, Weimar, 2011

Witt, K. J. (Hg.); Grundbau Taschenbuch Teil 3, Ernst & Sohn, Weimar, 2018

Autoren

Dipl.- Dipl.- Ing. Dr.techn. Matthias J. Rebhan, BSc. BM

rebhan@tugraz.at

Dipl.- Ing. Hans-Peter Daxer, BSc.

daxer@tugraz.at

Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr.techn. Roman Marte

roman.marte@tugraz.at

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik

Technische Universität Graz

www.soil.tugraz.at

Rechbauerstraße 12, 8010 Graz, Österreich

Tel.: 0043 316 873 6231

Dipl.- Ing. Dr.techn. Jörg Edler

joerg.edler@tugraz.at

Dipl.- Ing. Martin Scharf

martin.scharf@tugraz.at

Institut für Fertigungstechnik

Technische Universität Graz

www.ift.tugraz.at

Kopernikusgasse 24, 8010 Graz, Österreich

Tel.: 0043 316 873 7174

Dr. Christian Gasser

christian.gasser@ait.ac.at

Austrian Institute of Technology

www.ait.ac.at

Giefinggasse 4, 1210 Wien, Österreich

Tel.: 0043 50550 6614

Stefan L. Burtscher

stefan.burtscher@rocket-ng.at

rocket NG GmbH

www.rocket-ng.at

Stockerauerstraße 11-13/2, 2100 Korneuburg, Österreich

Tel.: 0043 2262 24024

Herausforderungen beim Monitoring einer Deponie mit einem pneumatischen Messsystem aus Betreibersicht

Klaus Brunow, Marx Ferdinand Ahlinhan, Ulrich Saucke
Hamburg Port Authority AöR, Deutschland
SAUCKE GEOTECHNIK, Deutschland

1 Einleitung

Im Hamburger Hafen werden jährlich etwa 2 Millionen Kubikmeter Sediment gebaggert, um die notwendigen Wassertiefen für den Schiffsverkehr aufrechtzuerhalten. Bis Ende der 70er Jahre wurde das Baggergut auf Spülfelder verspült, zur Flächenaufhöhung im Hafen verwendet oder auf landwirtschaftliche Flächen ausgebracht. Als Anfang der 80er Jahre die Schadstoffbelastung des Baggerguts erkannt wurde und zudem keine weiteren Flächen für den Spülbetrieb zur Verfügung standen, wurde die Idee entwickelt, den Schlick geordnet in hügelartigen Schlicklagerstätten unterzubringen. Eine wichtige Aufgabe ist dabei die Herstellung eines standsicheren und vollfunktionsfähigen Bauwerks sowie eine sichere Fassung des anfallenden belasteten Sickerwassers.



Abbildung 1: Übersicht der Deponie Feldhofs

Im Folgenden wird zunächst kurz das Baggergutunterbringungskonzept des Hamburger Hafens am Beispiel der Schlickdeponie Feldhofs (vgl. Abbildung 1) dargestellt, die geo-

logischen und hydrogeologischen Verhältnisse, der geotechnische Aufbau des Untergrunds der Schlickdeponie sowie die daraus abgeleiteten geotechnischen Bodenkennwerte für die Standsicherheits- und Gebrauchstauglichkeitsbetrachtungen beschrieben und anschließend das zur Überwachung des Bauwerks entwickelte Messprogramm erläutert.

Dann wird speziell das zur Überprüfung des Gefälles der Basisdichtung hier erstmals bei HPA eingesetzte pneumatische Messsystem vorgestellt.

2 Baggergutunterbringungskonzept Hamburgs

Das Unterbringungskonzept für das immer wieder anfallende Sediment sieht zunächst bei geringer Schadstoffbelastung eine Umlagerung im Ästuar der Elbe - z.B. bei Neßsand bzw. im Bereich der Tonne E 3 in der Deutschen Bucht - vor.

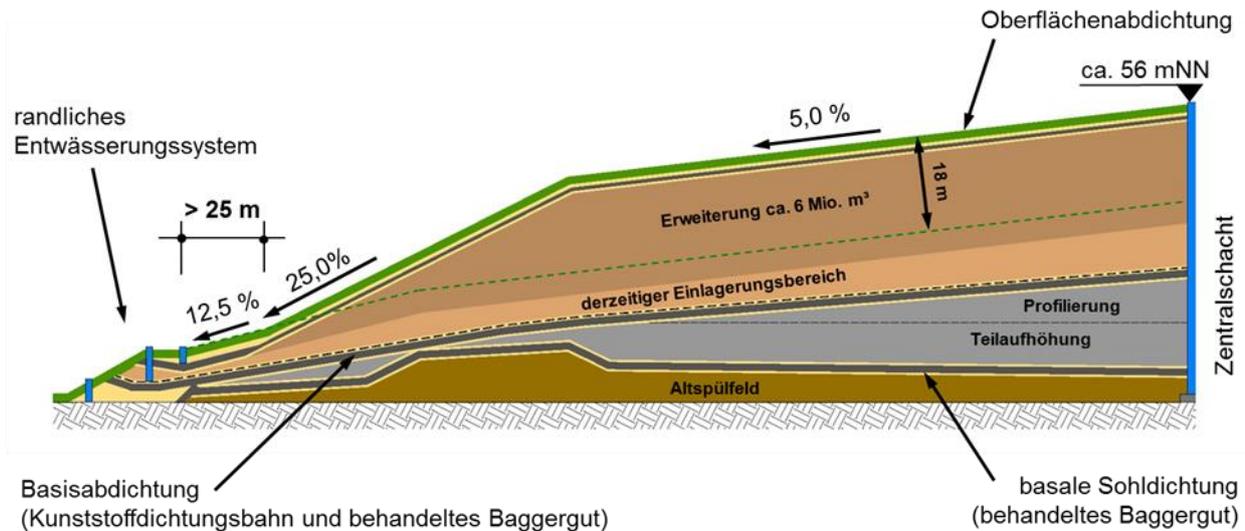
Schadstoffbelastetes Baggergut muss nach Trennung und Entwässerung in einer Mono-deponie abgelagert werden.

Das teilentwässerte Baggergut wird dann in hügelartigen Schlickdeponien entsorgt, die nach den Anforderungen an Umweltschutz, Landschaftsgestaltung und für eine mögliche öffentliche Nutzung nach Fertigstellung ausgelegt wurden. Im Stadtstaat Hamburg sind zwei derartige Schlickdeponien entstanden: Die Deponie Francop, deren Kapazität im Jahr 2018 erschöpft war, und die Deponie Feldhofe.

3 Der Hügel Feldhofe

3.1 Allgemein

Die Deponie Feldhofe ist seit ca. 1999 in Betrieb. Hier soll mit laufender Einlagerung noch bis ca. 2060 eingelagert werden und somit ein langfristiges Entsorgungskonzept sichergestellt werden. Geplant ist dabei, die Lagerstätte noch bis auf ca. 56 m zu erhöhen (vgl. Abbildung 2)



**Abbildung 2: Prinzipschnitt mögliche Erweiterung der Deponie Feldhofe
(Südostböschung / Maßstab: 2-fach überhöht)**

3.2 Geologische und hydrogeologische Verhältnisse

Bei dem unterhalb des Deponiegeländes anstehenden Baugrund handelt es sich um holozäne Weichschichten, die im Wesentlichen aus einer heterogenen Wechselfolge von Klei, Mudde und Torf bestehen. Die Mächtigkeit der holozänen Weichschichten schwankt überwiegend zwischen einigen Dezimetern und mehreren Metern.

Vor der Nutzung als Spülfeld- und Deponiestandort lag die Geländeoberkante und somit die Oberkante der holozänen Weichschichten auf einer Höhe um $\pm 0,0$ mNN.

Die Basis der holozänen Weichschichten liegt überwiegend in Tiefen zwischen ca. -3 mNN und ca. -5 mNN. In kleinräumigen Rinnenstrukturen kann die Basis der Weichschichten auch bis in Tiefen um ca. -7 mNN liegen.

Die holozänen Weichschichten werden von holozänen Fein- und Mittelsanden unterlagert, die örtlich auch geringmächtige zwischengeschaltete Weichschichtbänder enthalten. Ab einer Tiefe von ca. -10 mNN folgen pleistozäne Mittel- und Grobsande sowie Kiese der Weichsel-Kaltzeit.

Den tieferen Untergrund bilden ab ca. -20 mNN bis ca. -30 mNN quartäre Schluffe, Tone (Beckenschluffe, Beckenton) und Geschiebemergel sowie der tertiäre Glimmerton.

Der oberflächennahe Grundwasserleiter bzw. der erste Hauptgrundwasserleiter wird von den zuvor beschriebenen quartären (holozänen sowie pleistozänen) Sanden und Kiesen gebildet. Dieser Grundwasserleiter liegt unterhalb der Deponie vollständig vor.

Gemäß den vorliegenden Messungen in rund um die Deponie installierten Grundwasserüberwachungsmessstellen liegen die mittleren, entspannten Grundwasserstände auf einer Höhe von ca. -0,50 mNN.

Für die Erkundung, Untersuchung und Bewertung des Baugrundes sowie des bestehenden Altspülfeldes- bzw. Deponiekörpers wurden umfangreiche bodenmechanische Untersuchungen durchgeführt. Tabelle 1 fasst die charakteristischen Bodenkennwerte zusammen.

Tabelle 1: Charakteristische Bodenmechanische Kennwerte für den Untergrund, das Altspülfeld und das Deponat

<i>Bodentypen</i>	<i>Wichte γ/γ' [kN/m³]</i>	<i>Scherfestigkeit ϕ' [°]/c' [kN/m²]</i>	<i>Steifemodul E_s [MN/m²]</i>	<i>Konsolidierungs- beiwert c_v [m²/a]</i>
<i>Untergrund</i>				
<i>Klei (z.T. muddig, z.T. torfig)</i>	13,5/3,5	15°/15	6,0* σ [MN/m ²] + 0,6	0,7
<i>Holozäne Sande</i>	18,0/10,0	32,5/0,0	60 bis 80	-
<i>Spülfeldkörper</i>				
<i>Bindiges Baggergut und Sanden sowie gemischte Böden</i>	16,5/6,5	20/10	7,67* σ [MN/m ²] + 0,75	3,0
<i>Baggergut als Deponat</i>				
<i>Schlick</i>	16,5/6,5	25/0	7,67* σ [MN/m ²] + 0,75	3,0
<i>Dränagesande</i>	17,5/9,5	32,5	20 - 50	

3.3 Aufbau der Deponie

Auf Grundlage eines Baugenehmigungsverfahrens wurde im Jahr 1993 die baurechtliche Genehmigung erteilt, dass ca. 79 ha große Altspülfeld durch eine geordnete Einlagerung von Baggergut bis auf eine Höhe von + 14 mNN zu erhöhen (Teilaufhöhung / Profilierung).

Es wurde zunächst mit dem Bau einer nach innen (Bauphase 1993 - 1997) und nach außen (Bauphase 2000 - 2004) geneigten mineralischen Dichtungsschicht aus Schlick, der sog. basalen Sohldichtung, begonnen, um das Eindringen von Poren -und Sickerwasser in den Untergrund zu reduzieren.

Die nach außen gerichtete basale Sohldichtung wurde dabei ausschließlich in den nördlichen und östlichen Deponiebereichen realisiert. Hier schließt die nach außen geneigte basale Sohldichtung direkt an die nach innen geneigte basale Sohldichtung an (vgl. Abbildung 3). Etwaiges Niederschlags- und Porenwasser aus der Teilaufhöhung / Profilierung sollte dem Zentralschacht zugeleitet werden.

Auf der basalen Sohldichtung wurde im Anschluss die sogenannte Teilaufhöhung / Profilierung mit einem maximalen Höhenniveau von + 14 mNN errichtet. Die Teilaufhöhung / Profilierung besteht im Wechsel aus einer ca. 1,5 m mächtigen mineralischen Einlagerung (Baggergut) und einer ca. 0,3 m mächtigen Entwässerungsschicht aus Sand.

Mit dem Planfeststellungsbeschluss im Jahr 2001 wurde für die Baggergutmonodeponie Feldhofs eine Endhöhe (OK Oberflächenabdichtung) mit einem Maximum im Deponiehochpunkt auf + 38 mNN genehmigt. In diesem Zusammenhang wurde auch die Aufbringung eines Basisabdichtungssystems planfestgestellt. Dieses Basisabdichtungssystem ist bezüglich einer sicheren Ableitung des anfallenden Sickerwassers zu überwachen. Hierbei ist zu belegen, dass im Zentralbereich und im Randbereich auch nach Setzung ein Mindestgefälle von 3 % bzw. 7 % vorhanden ist.

Die Basisabdichtung wurde als Doppeldichtung aus mineralischer Schlickdichtung und Kunststoffdichtungsbahn mit einer Basisdrainage/Subdrainage aus Sand von je 0,3 m hergestellt.

Seit 2004 wird oberhalb der Basisdrainage das Baggergut in einer Mächtigkeit von 1,5 m aufgebracht. Zur Entwässerung des Baggergutes wird auf jeder Baggergutlage zusätzlich eine Sandzwischenlage in einer Mächtigkeit von 0,3 m eingebaut.

Später soll ein Oberflächenabdichtungssystem mit Rekultivierungsschicht die Deponie abschließen.

3.4 Standsicherheits- und Setzungsberechnungen

Grundsätzlich wurden u.a. folgende geotechnischen Berechnungen durchgeführt:

- Untersuchung der Standsicherheit der Deponie bzw. der Sicherheit gegen Böschungs- und Geländebruch im Bau- und Endzustand
- Untersuchung der Spreizsicherheit
- Beurteilung der Konsolidationsverlaufes
- Untersuchung des Setzungsverhaltens und Berechnung / Abschätzung der Setzungen
- Untersuchung der hydraulischen Grundbruchs und der Erosionssicherheit

Neben dem Nachweis der Standsicherheit des fertiggestellten Bauwerks in den verschiedenen Lastfällen wurden umfangreiche Setzungsberechnungen durchgeführt. Hier speziell, um auch nach Fertigstellung eine ausreichende Neigung der Basisabdichtung zu gewährleisten. Die folgende Abbildung zeigt die ermittelten Setzungen an OK der Basisabdichtung. Der Zentralbereich in der Mitte der Deponie zeigt erwartungsmäßig die maximale Setzung für die Basisabdichtung.

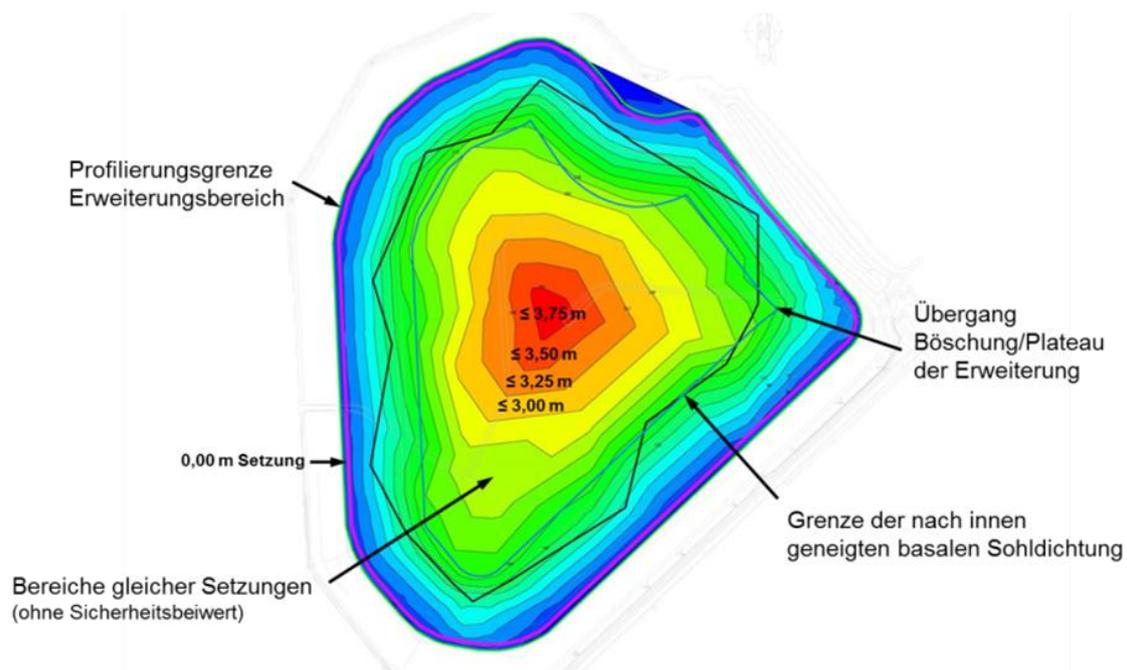


Abbildung 3: Setzungsabschätzungen an der OK Basisabdichtung

Zur Gewährleistung eines ausreichenden Gefälles von 3 % wurde dann die Basisabdichtung im Zentralbereich mit einem Gefälle von 4 % eingebaut (Randbereiche erf. 7 % bzw. Einbau mit 8 %).

Die Abbildung 4 zeigt den Querschnitt mit den eingebauten Neigungen der Basisabdichtung von 4 % bzw. 8 % im Randbereich.

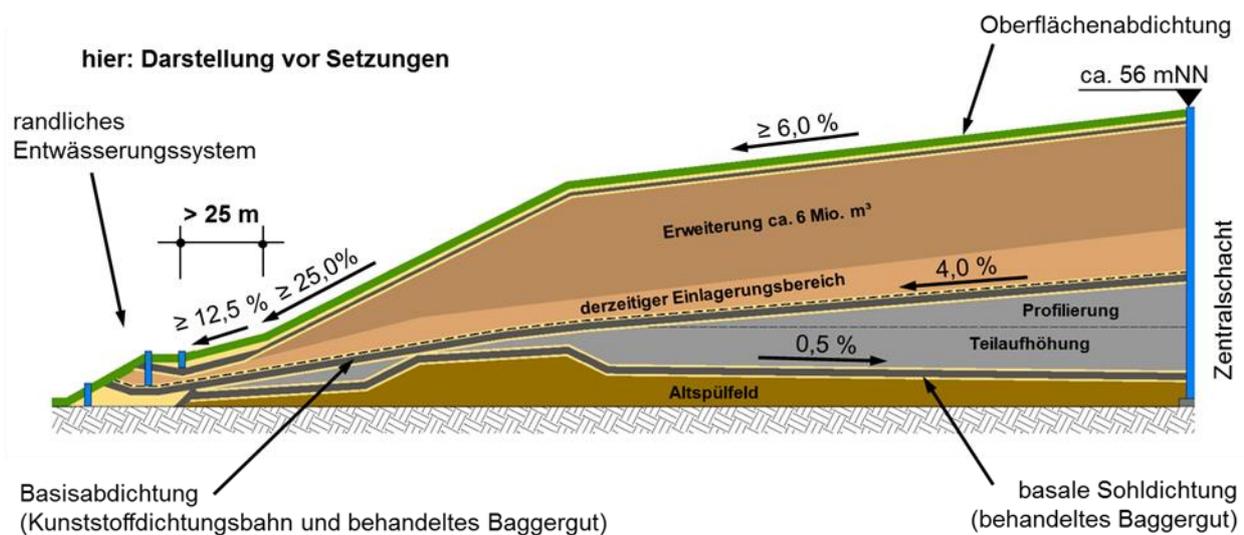


Abbildung 4: Schematische Darstellung eines Querschnitts mit eingebauten Neigungen

3.5 Überwachungskonzept

Die Überwachung des Deponiekörpers erfolgt auf Basis der rechtlichen Vorgaben aus der Deponieverordnung (DepV) und der genehmigungsrechtlichen Regelungen. Hierbei sind diverse Parameter zu überwachen, speziell für die Geotechnik Setzungen und Standsicherheiten des Deponiekörpers, gemäß Abschnitt 3.1 Nr. 2 des Anhangs 5 auch die Setzungen und Verformungen des Deponieabdichtungssystems. Es ist sicherzustellen, dass die Ableitbarkeit des gesammelten Sickerwassers im freien Gefälle gewährleistet ist und damit keine Gefährdung durch den Betrieb der Deponie entsteht.

3.6 Gewähltes Messverfahren

Nach jahrzehntelanger Erfahrung mit dem gewählten Messsystem der Fa. Götzl bei der Deponie Francop, wurde auch hier für die horizontalen Verformungen das Inklinometersystem der Fa. Glötzl gewählt. Die Messungen erfolgen an 7 maßgeblichen Schnitten.

Für die zu überwachende Neigung der Basisabdichtung sollte hier ein neues Messsystem für die Setzungen gewählt werden, das im Folgenden erläutert wird.

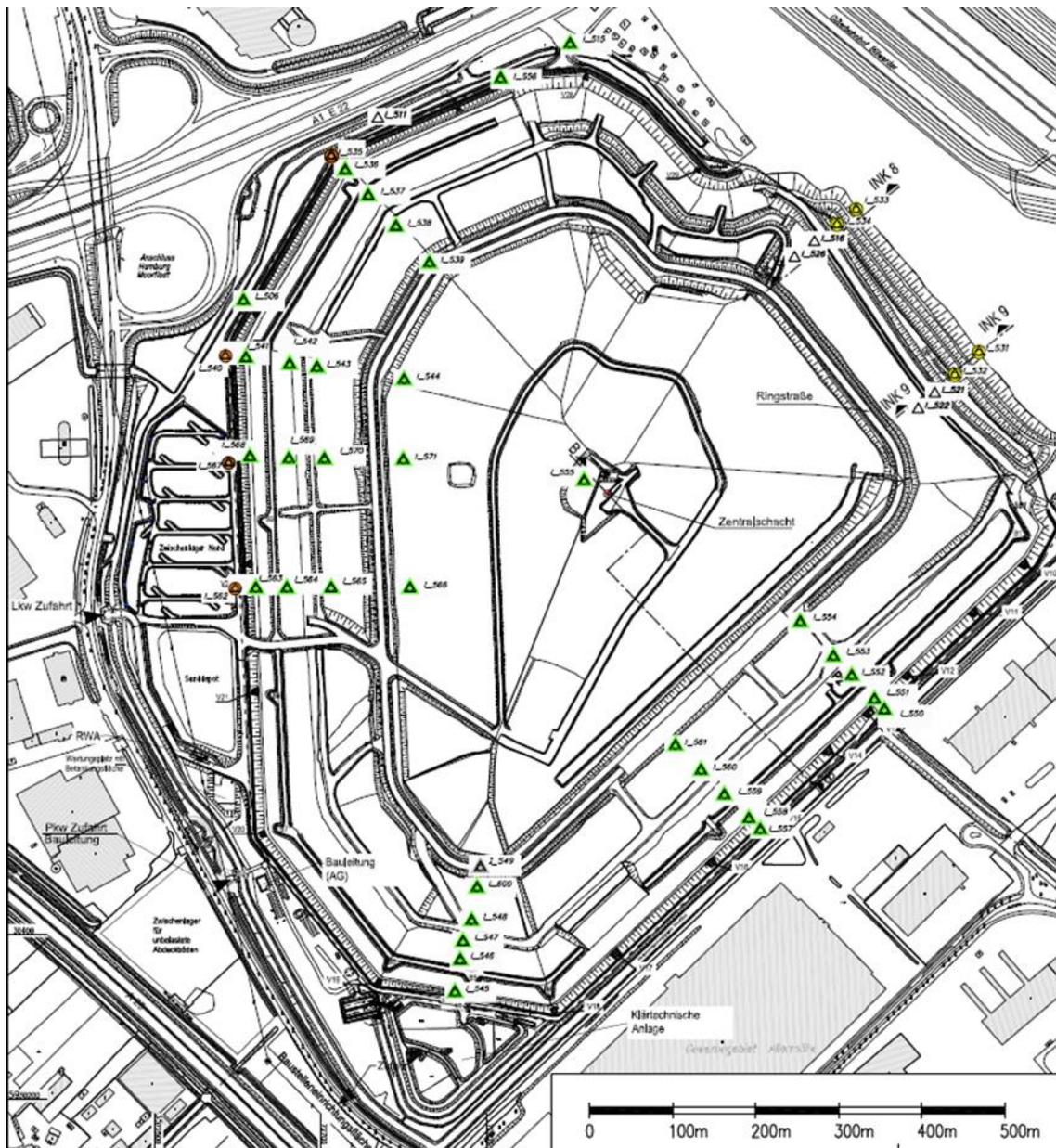


Abbildung 5: Übersicht der Inklinometermessstellen für die Deponie Feldhofs

4 Pneumatisches Messsystem für die Basisabdichtung

Für die Wahl eines geeigneten Messsystems zur Bestimmung des Gefälles der Basisabdichtung bzw. der Basisdränage wurde von HPA eine Machbarkeitsstudie erstellt. Vor dem Hintergrund der erwarteten Setzungen in der Größenordnung Meter über die Standzeit der Deponie wurden unterschiedliche Messsysteme miteinander verglichen. Im Rahmen der

Machbarkeitsstudie waren die nachfolgend aufgeführten Kriterien primär für die Bewertung und die Auswahl eines als geeignet erachteten Messsystems:

- Zum Installationszeitpunkt waren weite Teil der Basisdichtung bereits mit zwei Schichten Deponat und zwei Dränageschichten mit einer Gesamtmächtigkeit von 3,6 m abgedeckt, so dass entsprechende Erdbauarbeiten erforderlich und einzuplanen waren.
- Ein langjährig erprobtes und robustes Messsystem war für HPA primär.
- Mit dem Betrieb und der Installation des Messsystems sollte der Einlagerungsbetrieb auf der Deponie möglichst wenig beeinflusst werden.
- Angestrebt wurde für die Überwachung der Gefälleverhältnisse eine weitgehend flächige Abdeckung der Basisdichtung mit Einzelmesspunkten. Eine exemplarische Kontrolle in wenigen Linienmessprofilen wurde nicht favorisiert.
- Ein irreparabler Ausfall von Messkomponenten aus Überspannung, z. B. infolge Blitzschlag, sollte wirksam ausgeschlossen werden.
- Die Messungen im späteren Regelbetrieb sollten von unterschiedlichen Auftragnehmern für HPA durchgeführt werden können.

Auf der Grundlage der vorstehenden Kriterien wurden von HPA für die Überwachung der Gefälleverhältnisse auf der Basisdichtung pneumatisch betriebene Setzungsmessgeber der Fa. Glötzl Baumesstechnik, Rheinstetten, gewählt. Ergänzend wurde festgelegt, mit ebenfalls pneumatisch betriebenen Porenwasserdruckmessgebern die hydraulische Beaufschlagung der Basisdränage an charakteristischen Punkten zu messen. Für das Messsystem wurde der Name *Geotechnisches Messsystem Basisdichtung (GMBD)* eingeführt.

Zur flächendeckenden Erfassung der Gefälleverhältnisse wurden insgesamt 11 Messprofile gleichverteilt über die Oberfläche der Deponie angeordnet (vgl. Abbildung 6). Sämtliche Messgeber wurden unmittelbar oberhalb der KDB auf der Sohle der Basisdränageschicht platziert. Nach vollständiger Fertigstellung werden 64 Setzungsmessgeber und 44 Porenwasserdruckmessgeber installiert sein. Derzeit sind insgesamt 54 Setzungs- und 34 Porenwasserdruckmessgeber eingebaut, da auf der West- und Nordseite in den letzten Jahren erst die Basisdichtung am Fuß des Randbereichs fertiggestellt wurde.

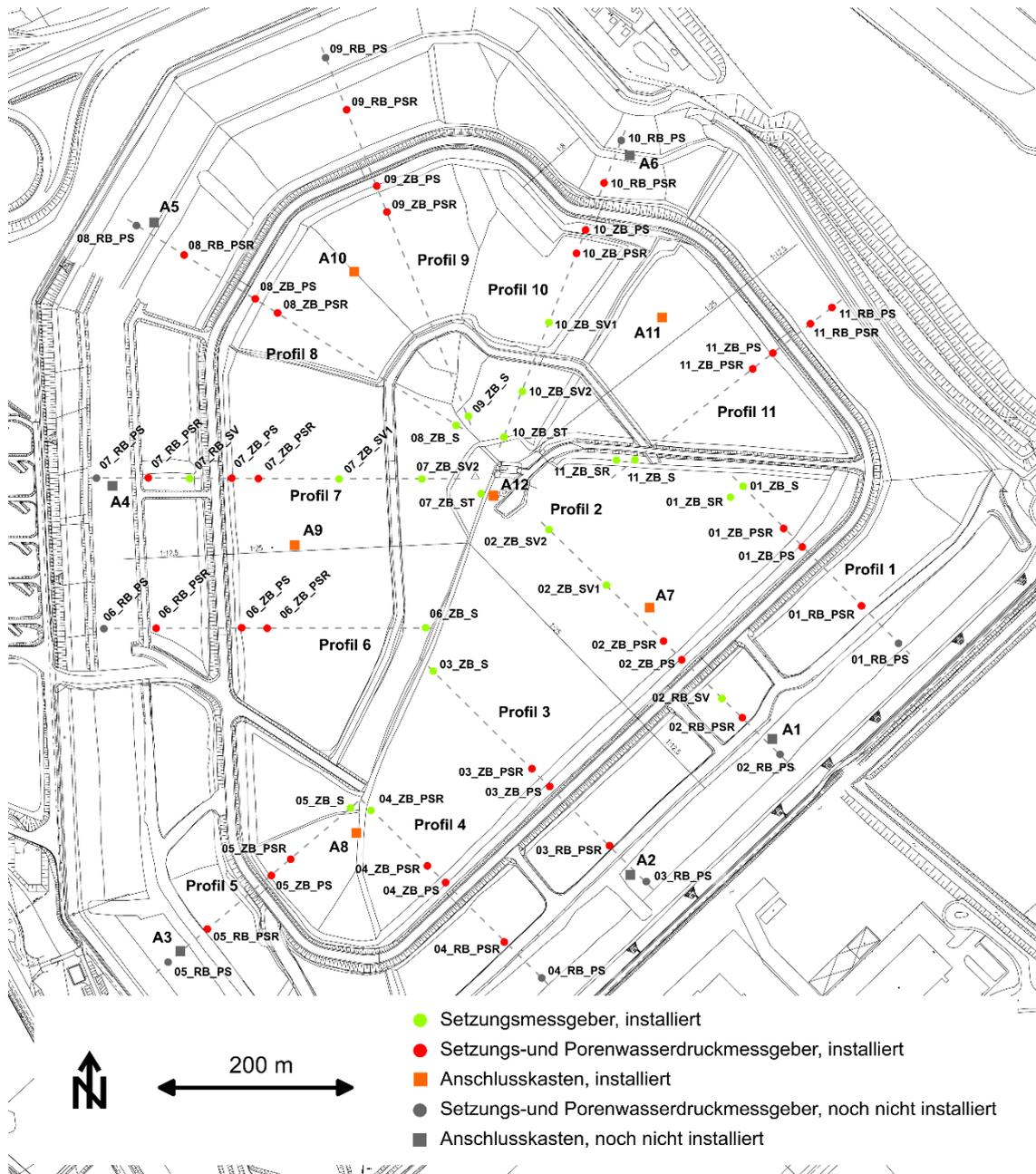


Abbildung 6: Lageplan mit Darstellung der Messprofile und der existierenden bzw. noch geplanten Messpunkte

Das Standardmessprofil (vgl. z. B. Profil 3 im Südosten der Deponie) stellt sich derart dar, dass am Hochpunkt des Messprofils im Zentralbereich (ZB) ein Setzungsmessgeber (S) angeordnet ist (vgl. 03_ZB_S). Am Übergang zwischen dem flacheren Zentralbereich und dem steileren Randbereich sind ein Setzungsmessgeber sowie ein Porenwasserdruckmessgeber (P) platziert (vgl. 03_ZB_PS). Am Fuß der Deponie sind im Randbereich (RB) ein Setzungs- und ein Porenwasserdruckmessgeber angeordnet (vgl. 03_RB_PS).

dergrund der Arbeiten bei Fa. Glözl, dass ohne Kenntnis von vorlaufenden Messergebnissen oder einer geodätischen Einmessung des Messgebers beim Einbau eine Niveau-bestimmung mit den eingebauten Messgebern möglich sein sollte. Hiermit soll insbesondere nach Beschädigung des Messsystems an der Geländeoberfläche durch den Baubetrieb eine Fortführung der Messungen gewährleistet sein.

Für die Kalibrierung des pneumatischen Ventilgebers wurden unterschiedliche Abweichungen berücksichtigt: Der am Luftmengenregler angezeigte *Messwert* (Ist-Wert) für den pneumatischen Staudruck im Zustand „Öffnen des Membranventils“ entspricht im Regelfall nicht exakt der auf der anderen Seite der Membran anstehenden tatsächlichen hydraulischen Belastung, die nachfolgend mit *Erwartungswert* (Soll-Wert) bezeichnet wird. Die Differenz zwischen Messwert und Erwartungswert stellt unter Berücksichtigung der Dichte des Belastungsmediums die gesuchte Abweichung dar. Folgende Abweichungen wurden ermittelt:

- (1) *Abweichung Ventilgeber*
- (2) *Abweichung Länge Messleitung*
- (3) *Abweichung Länge Belastungsleitung* im Falle des Setzungsgebers

Aus den hier aufgeführten Abweichungen (Abw) resultiert durch Aufsummierung ein Korrekturwert, mit dem der Messwert für die rechnerische Ermittlung des *Erwartungswertes* korrigiert werden muss.

Erwartungswert = Messwert - Korrekturwert

mit

Korrekturwert = Abw Ventilgeber + Abw Länge Messleitung (+ Abw Länge Belastungsleitung)

Folgendes wurde im Rahmen der Kalibrieruntersuchungen ermittelt:

- (1) Die Abweichungen der pneumatischen Ventilgeber untereinander ist gering (+/- 2 mbar). Eine separate Kalibrierung für jeden Messgeber ist damit nicht erforderlich. Bei einem Messwert von etwa 2,0 bar resultiert eine Abweichung von gut 30 mbar (vgl. Abbildung 8).
- (2) Die Messleitungen weisen einen einheitlichen Widerstand auf, so dass die Leitungen als identisch bezeichnet werden können. Für eine 200 m lange Messleitung resultiert

bei einem Messwert von 2,0 bar eine Abweichung für die Länge der Messleitung von etwa 15 mbar (vgl. Abbildung 9).

- (3) Für die Länge der Belastungsleitung resultiert bei einem Messdruck von 2,0 bar in Abhängigkeit der Länge der Leitung eine Abweichung zwischen etwa 25 mbar und 35 mbar.
- (4) Aus den Messdaten wurden für die einzelnen Abweichungen über eine Regression lineare bzw. bi-lineare Zusammenhänge entwickelt, auf deren Grundlage unter Berücksichtigung der Dichte der jeweiligen Medien die Umrechnung des Messwertes in einen Niveauunterschied bzw. in einen Porenwasserdruck für den Messbetrieb erfolgt.
- (5) Leitungsverbinder haben keinen Einfluss auf den Messwert, so dass Messleitungen problemlos verlängert oder repariert werden können.
- (6) Für den Porenwasserdruckmessgeber wurde ein sogenannter Ansprechdruck ermittelt, der in Abhängigkeit der Leitungslänge einem gerade noch messbaren Porenwasserdruck entspricht. Porenwasserdrücke mit „theoretischen“ Messwerten unterhalb des Ansprechdrucks können messtechnisch nicht erfasst werden. Für eine Leitungslänge von 200 m können Porenwasserdrücke ab etwa 30 cmWS gemessen werden.

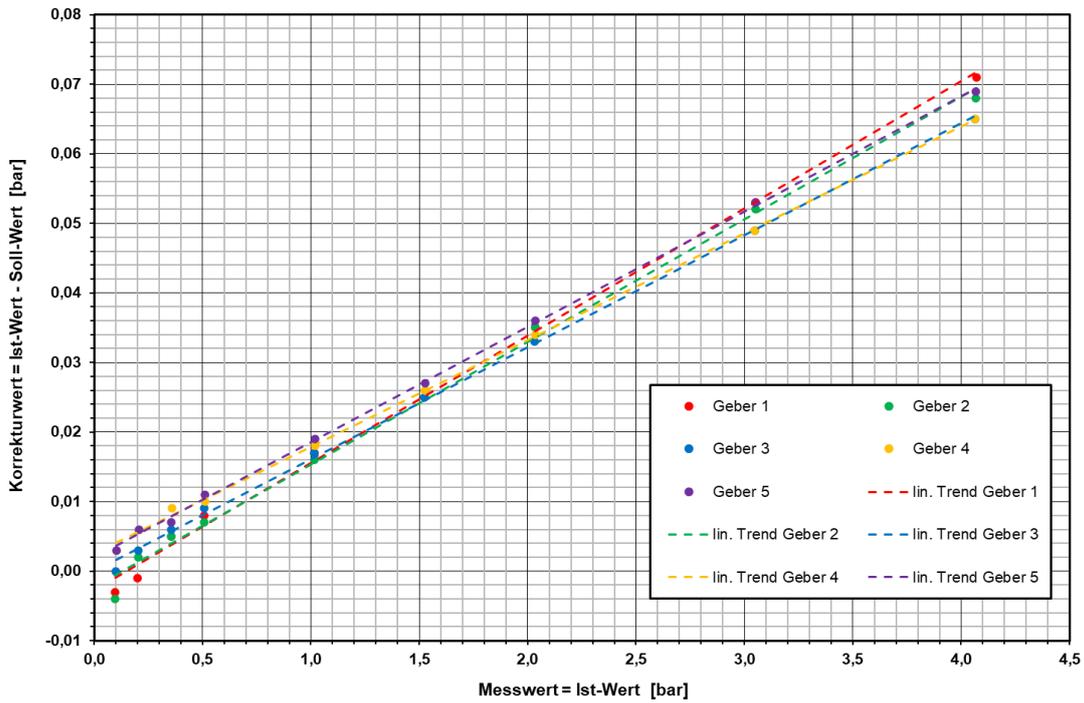


Abbildung 8: Vergleichsmessungen mit 5 verschiedenen pneumatischen Porenwasserdruckmessgebern zur Bestimmung einer druckabhängigen *Abweichung Ventilgeber*

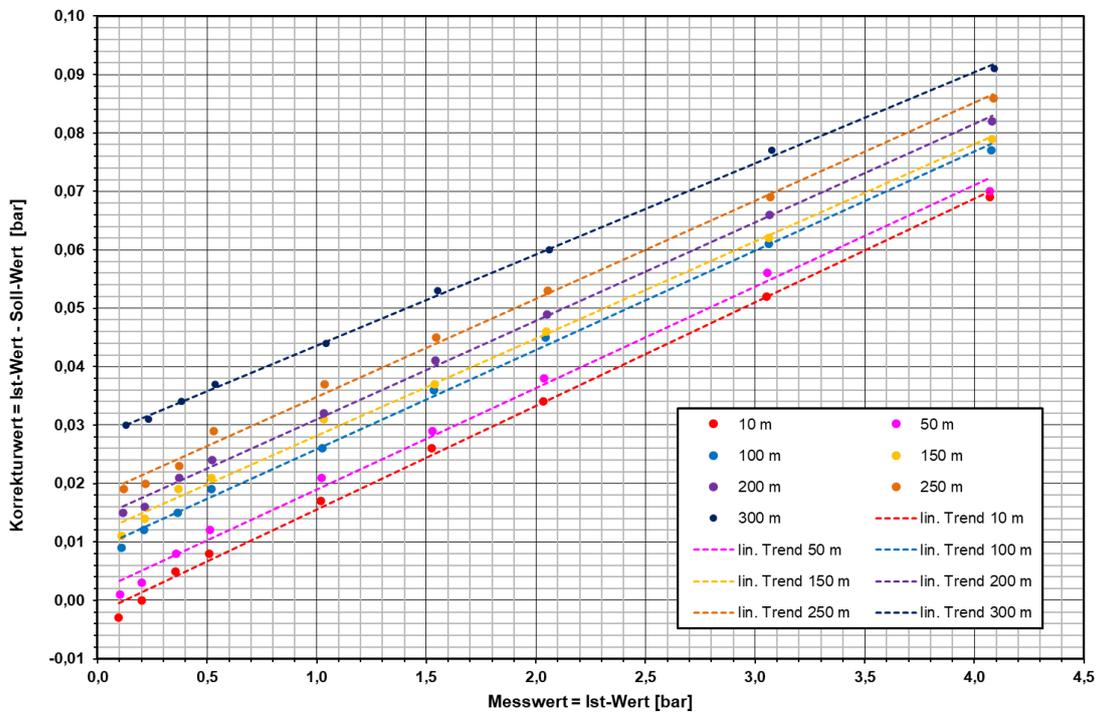


Abbildung 9: Messergebnisse zur Bestimmung der Abweichung *Länge Messleitung*

6 Einbau

Die Installation von 54 Setzungsmessgebern und 34 Porenwasserdruckmessgebern erfolgte im Herbst 2017 (vgl. Abbildung 10). Für den Einbau wurden Baugruben mit Tiefen zwischen 1,0 m und 3,6 m erstellt, aus denen die Messleitungen über schräge Rampen in Richtung Geländeoberfläche geführt wurden. Zwischen der Baugrube und dem zugehörigen Anschlusskasten wurden die Messleitungen in den bereits genannten Gräben oberflächennah verlegt. Die sechs Anschlusskästen wurden jeweils auf einer Betonplatte schwimmend auf der Deponieoberfläche gegründet.



Abbildung 10: Installation eines Setzungs- und Porenwasserdruckmessgebers auf der Kunststoffdichtungsbahn der Basisdichtung

Vor der Abdeckung der Messgeber mit steinfreiem Sand bzw. hochwertigem METHA-Schlick wurden nach einfachen Dichtigkeitsprüfungen konkrete Funktionskontrollen durchgeführt, mit denen sichergestellt wurde, dass mit dem jeweiligen Messgeber unter Berücksichtigung der Ergebnisse aus der Kalibrierung zutreffende Niveauunterschiede bzw. Porenwasserdrücke gemessen werden.

Für den Setzungsmessgeber wurde hierfür auf zwei unterschiedlichen geodätischen Niveaus das pneumatisch bestimmte Einbauniveau mit einem mittels Nivellement ermittelten Niveau verglichen. Für den Porenwasserdruckmessgeber wurde in einem wasser-gefüllten Standzylinder auf zwei unterschiedlichen Tiefenniveaus der pneumatisch ermittelte

Wasserdruck mit der Wasserüberdeckung auf dem Tiefenniveau der Membran verglichen (vgl. Abbildung 11). Soweit vorgegebene Grenzwerte eingehalten waren, konnte eine Abdeckung mit Dränagesand und Deponat erfolgen. Von den 88 installierten Messgebern erfüllten zwei Messgeber nicht die Vorgaben und wurden erfolgreich ausgetauscht.



Abbildung 11: Standrohr mit eingehängtem Porenwasserdruckmessgeber zum Nachweis der Funktionstüchtigkeit unmittelbar vor Abdeckung des Messgebers

7 Messungen im Feld

Die Messungen an den Setzungs- und Porenwasserdruckmessgebern erfolgten anfangs zwei-wöchentlich. Nach einigen Monaten wurde der Messbetrieb auf einen vierwöchigen Rhythmus umgestellt. Derzeit wird regelmäßig alle sechs Wochen eine komplette Messung an den 88 Messgebern ausgeführt. Die regelmäßige Messung mit den Setzungsmessgebern dient dem Ausgleich einer systemtypischen Variabilität von +/- 5 cm für das pneumatisch ermittelte Niveau des installierten Messgebers über eine Mittelwertbildung.

Für die Bestimmung der Tiefenniveaus der Messgeber werden die schwimmend auf der Deponieoberfläche gegründeten Anschlusskästen viermal im Jahr geodätisch mittels Nivellement eingemessen, um rückwirkend über eine Interpolation das geodätische Bezugsniveau des Anschlusskastens am Messtermin ermitteln zu können.

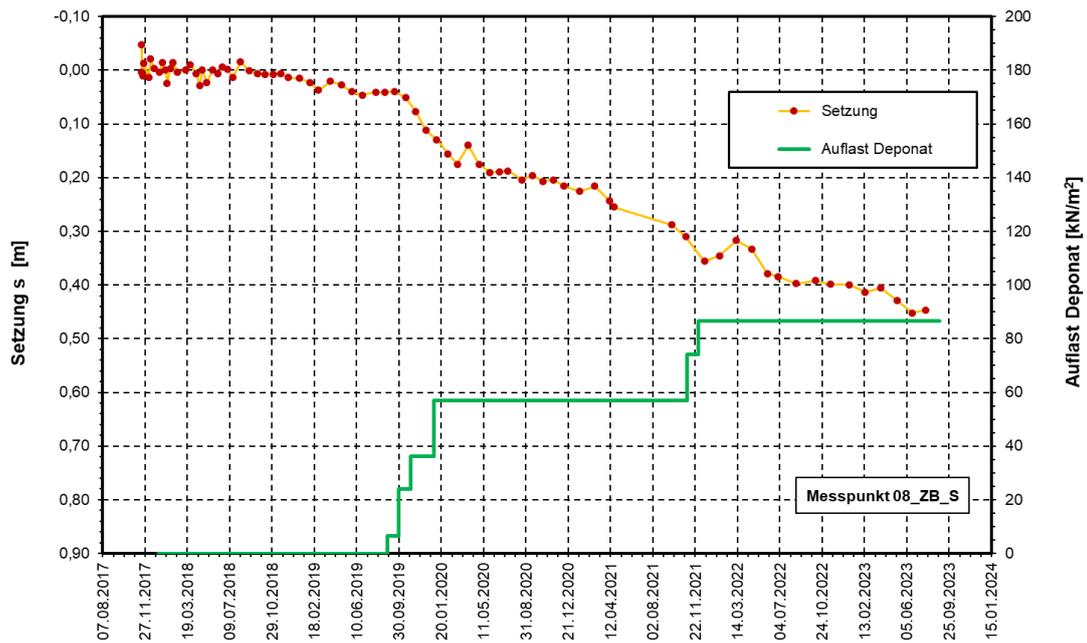


Abbildung 12: Setzungskurve am Messpunkt 08_ZB_S mit Darstellung der Auflast aus Deponateinbau oberhalb des Messgebers seit Einbau des Messgebers

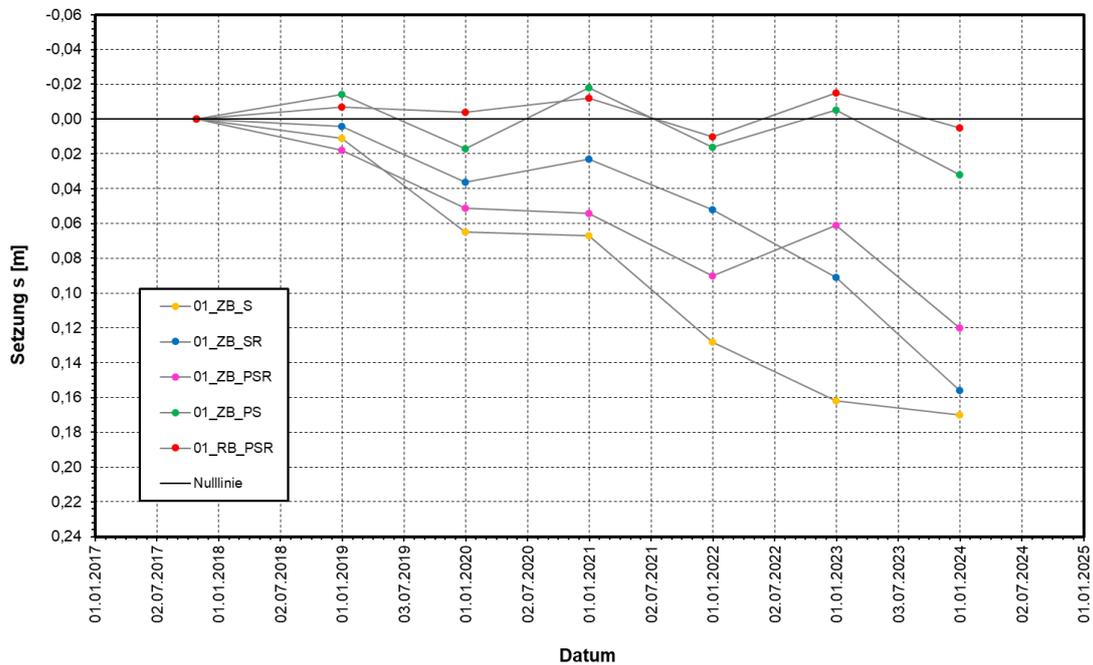


Abbildung 13: Setzungen an den 5 Messpunkten in Profil 1

In Abbildung 12 ist exemplarisch für den Messpunkt 08_ZB_S der Setzungsverlauf seit Einbau des Messgebers dargestellt. Ebenfalls ist der Einbau von Deponat oberhalb des Messgebers über die zurückliegenden sechs Jahre gezeigt. Der Vergleich der dargestellten

Kurven zeigt zweimal die direkte Reaktion des Setzungsmessgebers auf den Zuwachs der Auflast.

Für jeden Messpunkt werden aus den einzelnen Messdaten eines Jahres über eine Mittelwertbildung ein pneumatisch bestimmtes Niveau für das betreffende Jahr errechnet. Zu den fünf Messpunkten im Profil 1 resultieren die in Abbildung 13 dargestellten Setzungsganglinien. Da in den zurückliegenden Jahren Deponat primär im oben liegenden Zentralbereich eingebaut wurde, sind an den Messpunkten 01_ZB_PSR und 01_RB_PSR keine direkten Setzungen ersichtlich. Weiter oberhalb im Zentralbereich sind hingegen Setzungen zwischen 12 cm und 17 cm über die 6 Jahre gemessen worden, so dass die messtechnischen Beobachtungen plausibel sind.

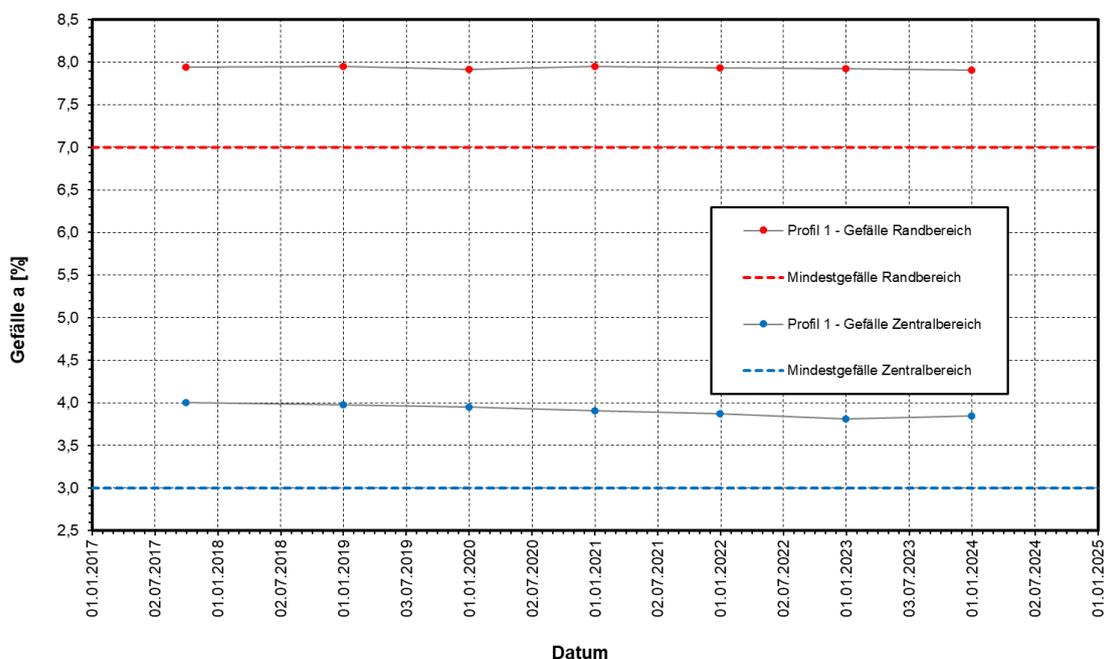


Abbildung 14: Entwicklung des mittleren Gefälles im Rand- und Zentralbereich in Profil 1

In einem nächsten Schritt werden aus den Daten für den Hochpunkt, den Knickpunkt zwischen Zentral- und Randbereich sowie den Fußpunkt eines Profils ein resultierendes Gefälle im Zentral- und Randbereich rechnerisch ermittelt. In Abbildung 14 ist der zeitliche Verlauf der berechneten Gefälle dargestellt. Im Randbereich ist das Gefälle relativ konstant. Im Zentralbereich ist eine geringe Abnahme über die Jahre zu beobachten. Die für die beiden Bereiche vorgegeben Mindestgefälle sind jeweils eingehalten. In Tabelle 2 sind für die elf Profile die Gefälle im Zentral- und Randbereich beim Einbau der Messgeber im Jahr

2017 und für das Jahr 2023 dokumentiert. Die ermittelten Gefällewerte zeigen, dass die vorgegebenen Mindestgefälle stets eingehalten sind.

Tabelle 2: Gefälle in den 11 Profilen bei Einbau der Messgeber und für das Jahr 2023

Profil	Messung	Gefälle in %	
		Zentralbereich	Randbereich
Profil 1	Einbau 2017	4,0	7,9
	GMBD 2023	3,8	7,9
Profil 2	Einbau 2017	4,0	7,9
	GMBD 2023	3,9	7,7
Profil 3	Einbau 2017	3,9	8,3
	GMBD 2023	3,7	8,2
Profil 4	Einbau 2017	3,9	8,2
	GMBD 2023	3,9	8,1
Profil 5	Einbau 2017	3,7	8,0
	GMBD 2023	3,8	7,9
Profil 6	Einbau 2017	4,0	8,2
	GMBD 2023	4,0	7,9
Profil 7	Einbau 2017	3,8	8,2
	GMBD 2023	3,7	8,2
Profil 8	Einbau 2017	3,8	8,0
	GMBD 2023	3,7	7,9
Profil 9	Einbau 2017	3,6	8,2
	GMBD 2023	3,5	8,1
Profil 10	Einbau 2017	3,9	12,4
	GMBD 2023	3,8	12,3
Profil 11	Einbau 2017	4,0	7,8
	GMBD 2023	3,9	7,7

Parallel zu den Messungen an den Setzungsmessgebern werden auch die gegebenen Porenwasserdruckverhältnisse in der Basisdränage oberhalb der KDB regelmäßig messtechnisch ermittelt. Über die zurückliegenden sechs Jahre hat es sich wiederkehrend gezeigt, dass kurze, kräftige Niederschlagsereignisse aufgrund der gegebenen Speicherwirkung der Deponat- und Dränschichten zu keinen relevanten Porenwasserdrücken in der Basisdränage führen. Erst wenn über einen Zeitraum von etwa 180 Tagen Niederschläge in einer Summe von > 350 mm gemessen werden, resultieren in der Basisdränage relevante Porenwasserdrücke auf dem Niveau der KDB. Für die drei Messgeber in Profil 1 sind in Abbildung 15 die gemessenen Ganglinien sowie die Niederschlagssummenkurve über 180 Tage für eine nahegelegene Messstation dargestellt. Im Randbereich resultieren im

Winterhalbjahr temporär Drücke zwischen 2,0 mWS und 2,5 mWS auf der KDB. Im Sommerhalbjahr ist stets ein Rückgang der Druckverhältnisse unter den Ansprechdruck p_{AD} des jeweiligen Messgebers zu beobachten.

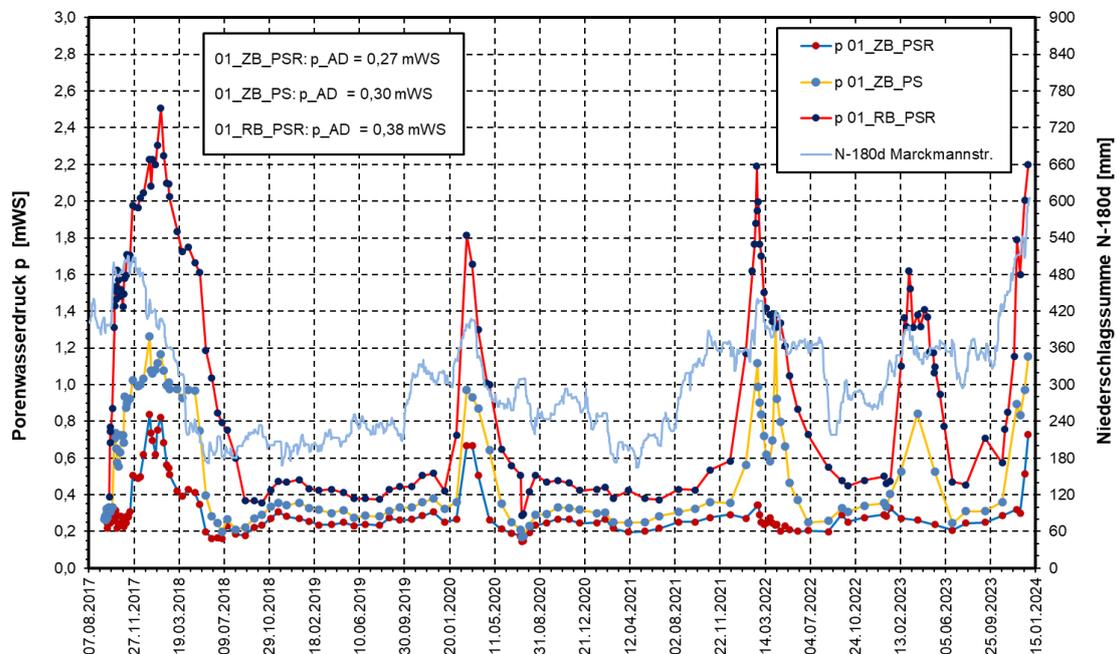


Abbildung 15: Verlauf des Porenwasserdrucks an den drei Messgebern im Profil 1

8 Herausforderungen

Nach Herstellung des Messsystems sind sämtliche Messgeber bis heute funktionstüchtig. Lediglich an zwei Messgebern wurde über die Betriebszeit festgestellt, dass der Messdruck zwischen einzelnen Messungen im Millibar-Bereich schwankt. Dieses Verhalten wird über vier aufeinanderfolgende Messungen mit entsprechender Mittelwertbildung seit mehreren Jahren erfolgreich kompensiert.

Im Zuge der Einlagerung von Deponat wurden in den zurückliegenden Jahren zweimal die noch relativ oberflächennah liegenden Messleitungen zu insgesamt fünf Messgebern beschädigt. Bei sämtlichen Messgebern konnte die Reparatur erfolgreich durch Ersatz des betreffenden Leitungsabschnittes durchgeführt werden, ohne dass Auswirkungen auf das Messergebnis in der Folge ersichtlich geworden sind. Die Untersuchungen zum Einfluss von Leitungsverbindern im Rahmen der Kalibrierung waren hier hilfreich (vgl. Kap. 5).

Seit 2020 wurden insgesamt fünf Anschlusskästen um jeweils etwa 4 Meter auf ein neues Gründungsniveau versetzt, um dem zurückliegenden und zukünftigen Einlagerungsbetrieb

Rechnung zu tragen. Hierfür wird zunächst der Anschlusskasten zurückgebaut und die resultierende Mulde mit Deponat und einer Dränageschicht aufgefüllt. Im Anschluss wird ein etwa 2 Meter hoher Hügel aus Sand bzw. Deponat geschüttet und die Gründungsplatte aus Beton wieder eingebaut. Nachfolgend wird der Anschlusskasten montiert, die Messleitungen angeschlossen und eine Systemprüfung durchgeführt.

Im Zuge des nachfolgenden Messbetriebs hat es sich wiederholt gezeigt, dass unmittelbar nach dem Umbau Abweichungen im rechnerisch ermittelten Höhenniveau des Messgebers von bis zu 10 cm zu dem vor dem Umbau gegebenen Niveau vorhanden waren. Über die nachfolgenden Messungen hat es sich jedoch stets gezeigt, dass die Abweichungen sukzessive zurückgegangen sind und sich aus den weiteren Messdaten ein nachvollziehbarer Setzungsverlauf ergeben hat.

Begründet wird dieses Phänomen damit, dass sich durch die Erhöhung des Gründungsniveaus des Anschlusskastens ein etwa 0,4 bar höherer Druck aus der Belastungsleitung auf das Membranventil ergibt, der nicht unmittelbar in korrekter Größe auf das Ventil wirkt. Erst wenn sich wieder ein vollständig ausgeglichener Zustand in der Belastungsleitung eingestellt hat, ist eine zutreffende Messung möglich (vgl. Abbildung 16). Ein entsprechender Prozess kann bis zu mehreren Monaten andauern.

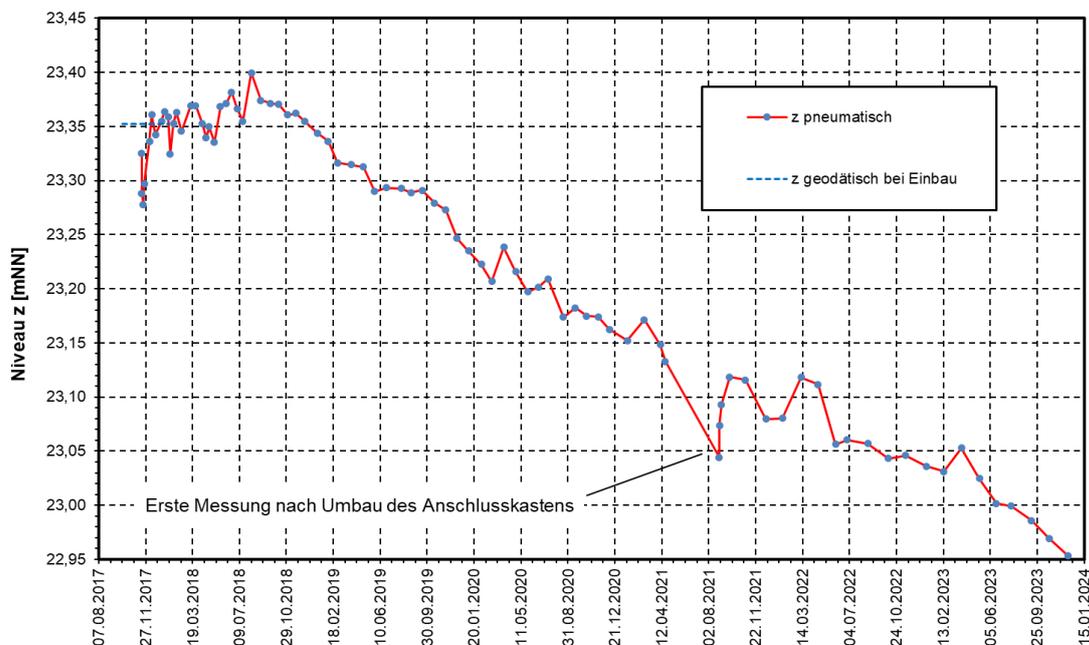


Abbildung 16: Temporäre Messwertbeeinflussung infolge des Umbaus des betreffenden Anschlusskastens

Im Messeinsatz über die ersten Monate wurde im Feld auch eine Abweichung infolge der gegebenen Umgebungstemperatur am mechanischen Luftmengenregler registriert. Bei höheren Temperaturen sinkt der Messdruck um einige Millibar, bei niedrigen Temperaturen steigt der Messdruck entsprechend an. In der Auswertung führte dieser Sachverhalt im Sommer zu rechnerischen Hebungen am Messgeber und im Winter zu real „nicht vorhandenen“ Setzungen. Auswertungen der Messdaten ergaben, dass über eine Temperaturspanne von 24°C eine Abweichung im Messdruck von etwa 8 mbar resultiert (vgl. Abbildung 17). Auch unter Berücksichtigung der Leitungslänge wurde ein Korrekturzusammenhang entwickelt, mit der eine entsprechende Kompensation weitgehend erreicht werden konnte.

Der entwickelte Korrekturzusammenhang für den Einfluss der Umgebungstemperatur am mechanischen Luftmengenregler hat sich über den zurückliegenden Messezeitraum weitgehend bewährt. Bei einigen Messgebern ist noch ein gewisser Temperatureinfluss im Jahresgang ersichtlich, der aber auch aus dem Einfluss einer temperaturbedingten Dichteänderung der Belastungsflüssigkeit resultieren kann.

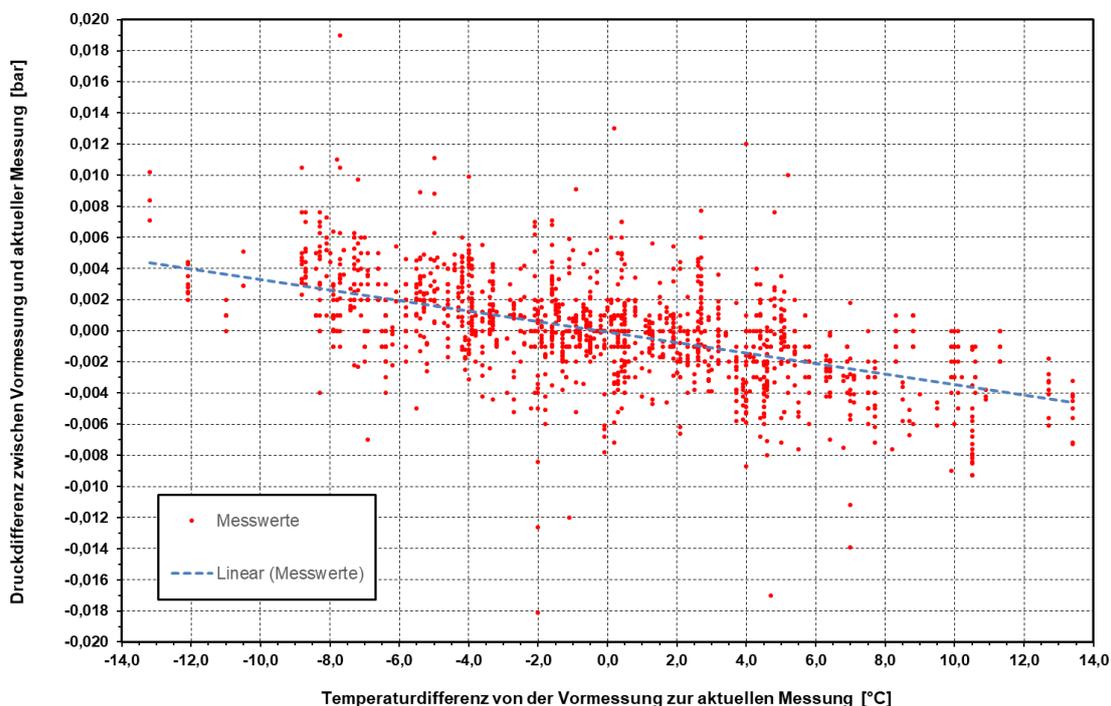


Abbildung 17: Auswertung von Messdaten zur Bestimmung eines Korrekturfaktors für den Temperatureinfluss am Messkoffer

Auch aufgrund der Ergebnisse im vorliegenden Projekt hat die Fa. Glötzl in den letzten Jahren einen Messkoffer mit elektronischer Luftmengenregelung entwickelt. Erste Vergleichsuntersuchungen haben ergeben, dass mit dem neuen Messkoffer der Einfluss aus der Umgebungstemperatur weitgehend nicht mehr gegeben ist. Nach Abschluss von Untersuchungen zur Einstellung eines zur Kalibrierung passenden Luftvolumenstroms für den Messbetrieb bei Fa. Glötzl ist ein regelmäßiger Einsatz des Messkoffers auf der Deponie vorgesehen.

9 Schlussbemerkungen

Für das hier eingesetzte Messsystem zur Überprüfung der Neigung der Basisabdichtung hat sich aus Betreibersicht gezeigt, dass eine Kalibrierung des Messsystems bezüglich Temperatur und Leitungslänge wichtig ist. Ferner sind bei der Auswertung die Messwerte nach dem Versetzen der Anschlusskästen besonders zu beachten.

Generell hat sich das pneumatisch betriebene Messsystem in den zurückliegenden Jahren bewährt. Als äußerst positiv wird die Funktionstüchtigkeit der Messgeber sowie die Möglichkeit der Reparatur der Messleitungen im Schadensfall erachtet.

Literatur

Bund; DepV, Verordnung zur Vereinfachung des Deponierechts, „Verordnung über Deponien und Langzeitlager“ (Deponieverordnung – DepV) vom 27. April 2009; *BGBl. I, Nr. 22, S. 900, geändert durch Artikel 2 der Verordnung vom 27. September 2017, Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und nukleare Sicherheit*

DIN 4020:2010-12; Geotechnische Untersuchung für bautechnische Zwecke – ergänzende Regelungen zu DIN EN 1997-2, *DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin*

DIN EN 1997-2:2010-10, Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik - Teil 2: Erkundung und Untersuchung des Baugrundes, *DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin*

DIN EN 1997-1:2014-03, Eurocode 7; Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik -Teil 1: Allgemeine Regeln, *DIN Deutsches Institut für Normung e.V., Berlin*

Rettberg, H. (1990); Behandlung belasteter Fluß- und Hafensedimente, *Wasser und Boden* 8, S. 514-516

Jahresbericht Deponie Feldhofe 2022; Hamburg Port Authority

Autoren

Klaus Brunow, Dipl.-Ing.

klaus.brunow@hpa.hamburg.de

Marx Ferdinand Ahlinhan, Dr.-Ing.

marxferdinand.ahlinhan@hpa.hamburg.de

Hamburg Port Authority

www.hamburg-port-authority.de

Neuer Wandrahm 4, 20457 Hamburg

Tel.: +49 40 42847-5704

Ulrich Saucke, Dr.-Ing.

u.saucke@saucke-geotechnik.de

Papenreya 61, 22453 Hamburg

Tel.: +49 40 53 05 77 70

Korrelation von Saugspannungen und Grundwasserständen mit der Setzungs- und Hebungsentwicklung an der Synagoge in Worms

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum, M.Eng Oliver Rosenbusch,
M.A. Dipl.-Ing. (FH) Hannah Lunemann

1 Einleitung

Der Klimawandel ist derzeit in aller Munde, weshalb im Bereich der klimabedingten Setzungsschäden vermehrt untersucht, geforscht und berichtet wird [GDKE RLP, 2023]. So ist auch an der UNESCO Welterbestätte Wormser Synagoge (s. u. a. [BÖNNEN ET AL., 2022]) infolge massiver Schäden an der aufgehenden Konstruktion ein umfangreiches Messprogramm der Setzungs- und Verformungsentwicklung realisiert worden (s. u. a. [HAMM, 2023]), über dessen Ergebnisse hier berichtet werden soll.

Die Wormser Synagoge bildet nachweislich seit dem Jahre 1034 den Mittelpunkt des Judentums in der nördlichen Wormser Altstadt. Der Komplex wurde im 11. bis 18. Jahrhundert mehrfach zerstört und immer wieder auf- oder umgebaut.

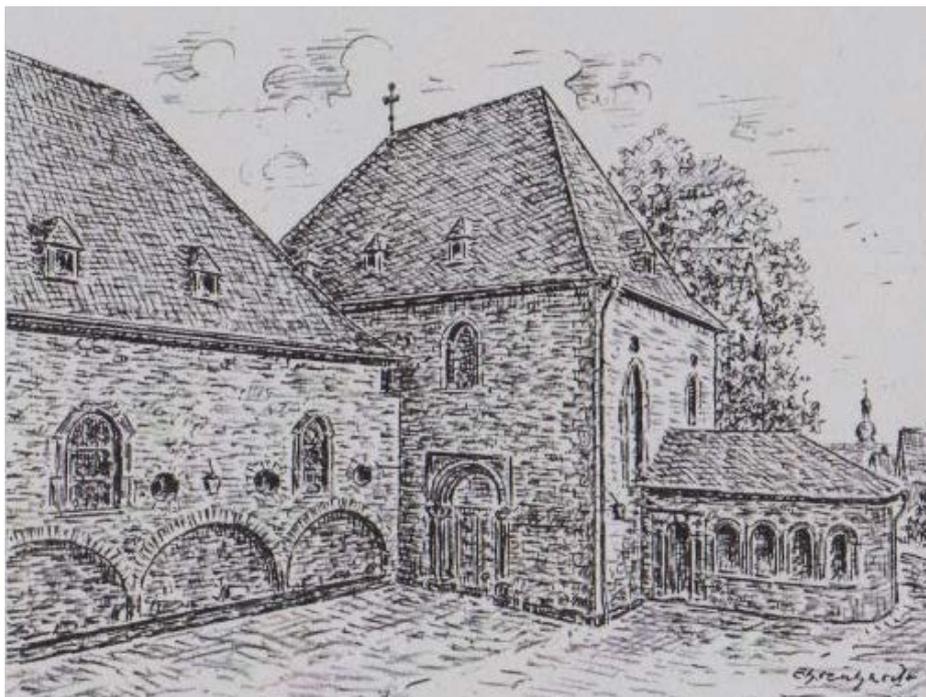


Abbildung 1: Die alte Synagoge Worms, Blick auf die Nord-West-Ecke mit Jeschiwa
Zustand nach 1878 (Quelle: [STADTARCHIV WORMS], Frontseite)

Zum überlieferten Bestand gehörten die Männersynagoge, die Frauensynagoge mit ihrer Vorhalle sowie die Raschi-Kapelle (auch Jeschiwa genannt), die allesamt während der nationalsozialistischen Pogrome angezündet und zerstört worden sind. Nach dem Krieg (Grundsteinlegung 1959) wurden diese Gebäudeteile „überwiegend mit dem alten Steinmaterial und den alten Gewänden“ wiederhergestellt [SCHNEIDER, 2022, S. 138].

Zum Synagogenbereich gehört zudem die Mikwe (aus 1185/86, auch ‚Altes Bad‘ oder ‚Frauenbad‘ genannt), welche schon seit dem 19. Jahrhundert außer Funktion war, bevor sie 1895 im Rahmen von Umbaumaßnahmen ausgegraben und wiederhergestellt worden ist. Die Messungen an diesem Teil des Ensembles sind nicht Gegenstand dieses Berichts.

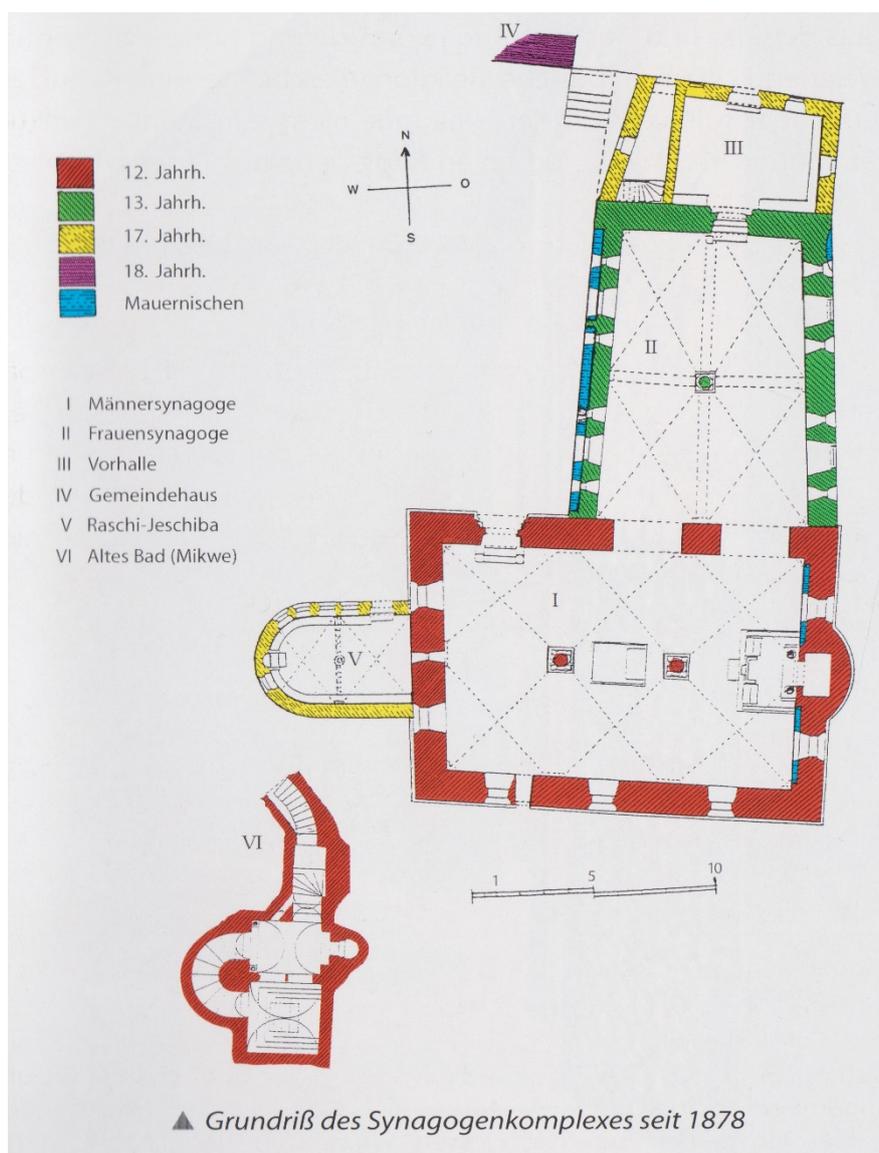


Abbildung 2: Der Wormser Synagogenbereich, Grundriss seit 1878

(Quelle: [DKV-KUNSTFÜHRER], S. 31)

Die Gebäude, weithin aus Naturstein errichtet und mit geschieferten Walmdächern bekrönt, blieben in den ersten 40 Jahren nach ihrer Wiedererrichtung von größeren Schäden weitgehend verschont. „Im Jahre 2003, nach einem trockenheißen Jahrhundertsommer, konnten jedoch neue, deutlich stärkere Bewegungen im Mauerwerk festgestellt werden.“ [DE FILIPPO ET AL., 2022, S. 166].

Ab dem Beginn der 2020er Jahre zeigten sich dann aber größere Risse, vor allem an der Westwand der Männersynagoge, die eine konstruktive Sicherung notwendig machten, die mit außenliegenden Stahlträgern und die Synagoge im Inneren durchquerenden Stahlseilen realisiert wurde (Abb. 3). Eine ergänzende messtechnische Beobachtung der Rissweiten schien hier sinnfälliger.



Abbildung 3: Die konstruktiven Sicherungsmaßnahmen an der Wormser Synagoge

(Quelle: [MAYBAUM, 2023])

Auf Vorschlag des Autors wurden die vorgenannten Messungen am Hochbau durch geotechnische Messungen ergänzt. Zudem wurde die Auswertung und Interpretation der gewonnenen Daten in Angriff genommen.

2 Messtechnische Einrichtungen

2.1 Messtechnische Einrichtungen am Bauwerk

Seit Frühjahr 2022 werden an drei ausgewählten Positionen jeweils die Rissweiten in (weitgehend) vertikaler und (weitgehend) horizontaler Richtung bestimmt (Abb. 4).

Es handelt sich um die das Mauerwerk der Männersynagoge durchdringenden Risse an der Süd-West- (R 1 und R 2) und Nord-West-Ecke der Westwand (R 5 und R 6) sowie um eine nördlich liegende Beobachtung des stark geschädigten Gewölbes (R 3 und R 4). An jeder Position wird zudem die Lufttemperatur gemessen (T 1, T 3 und T 2).

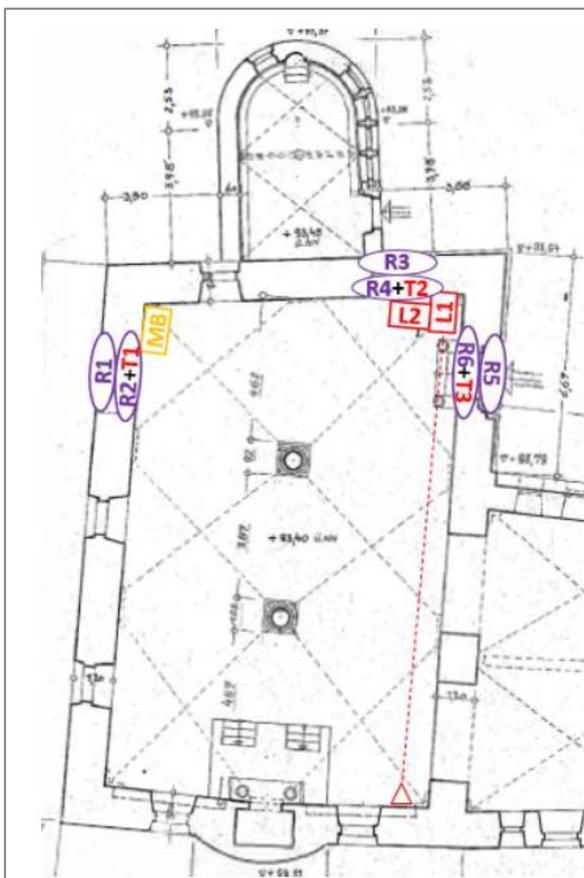


Abbildung 4: Positionierung der Messwertaufnehmer und Montagebeispiele

(Quellen: [LPI, 2022], Abb. 1 und [ROSENBUSCH, 2023])

Ergänzt werden die Messungen an der Nord-West-Ecke durch in etwas tieferer Lage angeordnete Laser-Distanz-Sensoren, die ebenfalls in horizontaler (L 1) und in vertikaler Richtung (L 2) orientiert sind.

Im Frühjahr 2023, also etwa ein Jahr nach Messbeginn, wurde das System um die Bestimmung des Wasserstandes in der Mikwe erweitert.

Die Installation der vorgenannten Sensoren wurde von der LPI Ingenieurgesellschaft mbH, Hannover vorgenommen, welcher auch der Betrieb sowie die Datenerfassung und -sicherung obliegt. Die Messwerte werden dabei online einer cloud-basierten Datenbank zugewiesen und können unmittelbar (auch an mobilen Endgeräten) eingesehen werden.

Das Messraster wurde eng gewählt (10 sec. Intervalle) und eine Funktion zur online-Visualisierung (auch zurückliegender Daten) inkludiert. In Zusammenhang mit vorab definierten Grenz-, Schwell-, und Alarmwerten ist damit die zeitnahe Information aller Beteiligten sichergestellt.

Zur weiteren Verarbeitung ist ein download der Messwerte in frei wählbaren Perioden möglich. Die dabei integrierte Datenreduktion (größere Intervalle bei größeren Zeiträumen und vice versa) hat sich dabei als eine wirklich hilfreiche Lösung herauskristallisiert, da hierbei die Datensätze für die einzelnen Geber oder Gebergruppen zeitkonsistent abgelegt werden.

2.2 Geotechnische Messungen im Baugrund

In Kenntnis der Messungen an historischen Kirchen im südostniedersächsischen Raum, welche von Matthias Witte [WITTE, 2003] vorgenommen und auf der Basis der bereits von Michael Bachmann [BACHMANN, 1998] beobachteten Porenwasserdruckentwicklung bei Tonböden, ausgewertet worden sind, schien ein Anknüpfen an die dabei gewonnenen Erkenntnisse sinnfälliger.

Daher wurden im Baugrund im Gründungsbereich an der Nord-West-Ecke zwei Tensiometer installiert. Zunächst kam ein Messgerät mit visueller Ablesung zum Einsatz (Fa. Stelzner, Abb. 5).

Die Auswahl der Messinstrumente und deren sinnfällige Installation setzte dabei eine Adaption an die örtlichen Verhältnisse voraus. Dafür war eine für die bestehenden Randbedingungen zielführende Einbaumethodik zu entwickeln.

Dies war insofern eine besondere Aufgabe, da Tensiometer üblicherweise in Böden eingebaut werden, die sich im plastischen Zustand befinden. Die bisherigen Erfahrungen beim Einbau in recht trockenem, halbfestem Lehm sind bis dato begrenzt.

Die Erstinstallation, die ‚im Trockenen‘ vorgenommen wurde, hatte Luft gezogen, da der Boden an dem oberen Teil des Tensiometers Nr. 1 nicht satt anlag. Die Saugspannungen stiegen daher nicht so stark und schnell an, wie erwartet. Die Zweitinstallation des Tensiometers Nr. 2 wurde daher ‚im Nassen‘ ausgeführt. Dieses funktionierte besser, weil der lehmige Boden etwas flexibler wird und der kapillare Ton-Filter (des Tensiometers) sauberer anliegt.



Abbildung 5: Tensiometer, Tonzelle und Einbausituation

(Quellen: [STELZNER, 2022], [MAYBAUM, 2023] und [STADT WORMS, 2023])

Der Einbau des Tensiometers Nr. 2 wurde nochmals optimiert: Es wurde mit zwei unterschiedlichen Durchmessern („Geologenkrücke“ und Sondiergestänge) vorgebohrt, ein Teil des gewonnenen Materials durch Wasserzugabe in den plastischen Zustand versetzt, die Bohrung mit dem aufbereiteten Material im unteren Bereich teilaufgefüllt, ein wenig Wasser hinzugegeben, das Tensiometer sanft eingepresst und der Zwischenraum im oberen Bereich mit einem übergestülpten Rohr mehrfach nachverdichtet.

Nach rd. drei Wochen hatten sich die Messwerte der Tensiometer Nr. 1 und Nr. 2 auf gleichem Niveau eingependelt. Die Einbaumethodik schien also ausreichend optimiert gewesen zu sein.

Insofern wurde, wie zuvor bereits geplant, am 10.08.2023 das Tensiometer Nr. 3 (Steck-Tensiometer Typ L2 ZB9602TML2) mit einer zylindrischen Tonzelle (Spitze \varnothing 20 mm x 65 mm), einer Gesamtlänge von ca. 340 mm und einer typischen Einstecktiefe von 250 mm mit digitaler Messwerterfassung (Ahlborn Datalogger Almemo® 2590-4AS) installiert.

3 Baugrundsituation

3.1 Geotechnische Erkundung

Im Rahmen der Erkundung des anstehenden Baugrundes sind in den Jahren 2020 und 2022 zahlreiche direkte Aufschlüsse als Rammkernsondierungen (24 RKS) bis in Tiefen von 3 m bis 6 m unter GOK abgeteuft worden. Diese wurden durch zwei schwere Rammsondierungen (DPH) mit vergleichbaren Endteufen ergänzt.

Die Aufschlüsse konzentrierten sich an der Nord-West-Ecke (RKS 01 f) der Männersynagoge, wurden mit größeren Abständen aber auch im Süden und Osten (RKS 07 f) niedergebracht (s. Abb. 6).

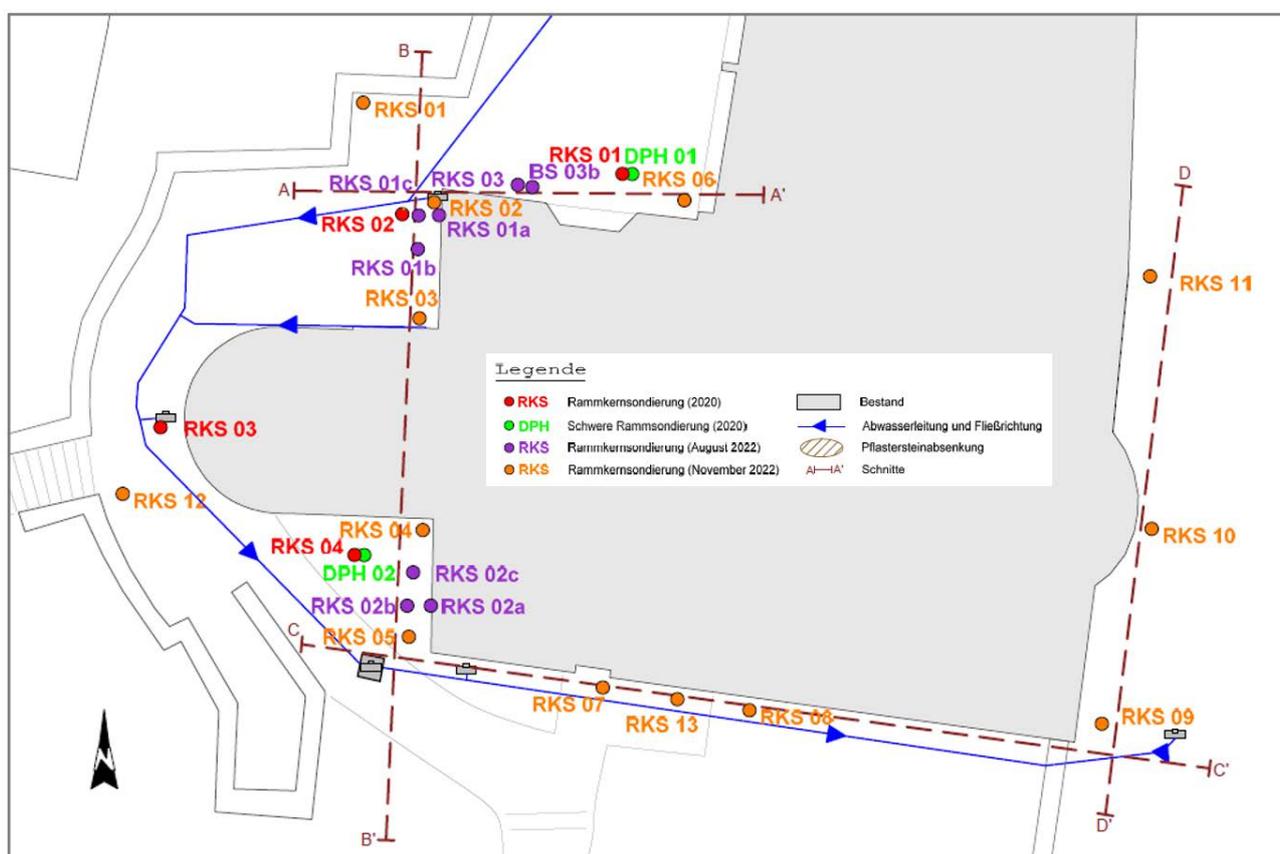


Abbildung 6: Baugrundaufschlüsse, Lageplan

(Quelle: [IBG, 2021/22])

Die organoleptische Ansprache und ergänzende labortechnische Untersuchungen wiesen einen überaus inhomogenen Baugrund aus, dessen anthropologische Überprägung besonders in den oberen, bis rd. 2,5 m Tiefe reichenden Schichten auffällig wurde, in denen auch Steingut, Keramik und Ziegelreste gefunden wurden (vgl. auch [BÖTTCHER 2011]).

Angesichts des knapp 1000-jährigen Wechsels von Neubau, Zerstörung und Wiederaufbau war das jedoch keine Überraschung.

3.2 Archäologische Grabungen

Parallel zu den vorgenannten Aufschlüssen wurden an der West- und Nordwand der Männersynagoge archäologische Grabungen realisiert.

Die Tiefe der Gruben reichte dabei bis knapp unter die Unterkante der Fundamente (UKF) der Männersynagoge. Die Ergebnisse der Grabungen wurden umfangreich dokumentiert.

In Übereinstimmung mit der geotechnischen Erkundung stehen demnach Lehmböden in der Gründungsebene (rote Linien in Abb.7) an, deren Ton- und Schluffgehalte sowie deren Schichtmächtigkeiten stark variieren.



Abbildung 7: Exemplarischer Baugrundaufschluss und archäologische Grabung

(Quellen: [IBG, 2021/22] und [GREWE, 2023])

3.3 Bodenmechanische Untersuchungen

Die Bodenmechanischen Untersuchungen wiesen für die (stark) schluffigen oder (stark) tonigen Lehmböden zudem unterschiedliche Konsistenzen (von fest über halbfest bis steif) aus.

Die Bodenproben mit geringeren Wassergehalten stammen aus den Sommermonaten (IBG, 2022), die Böden mit kleineren Konsistenzzahlen aus den Wintermonaten (IBG, ZRS, 2020/22, Abb. 8).

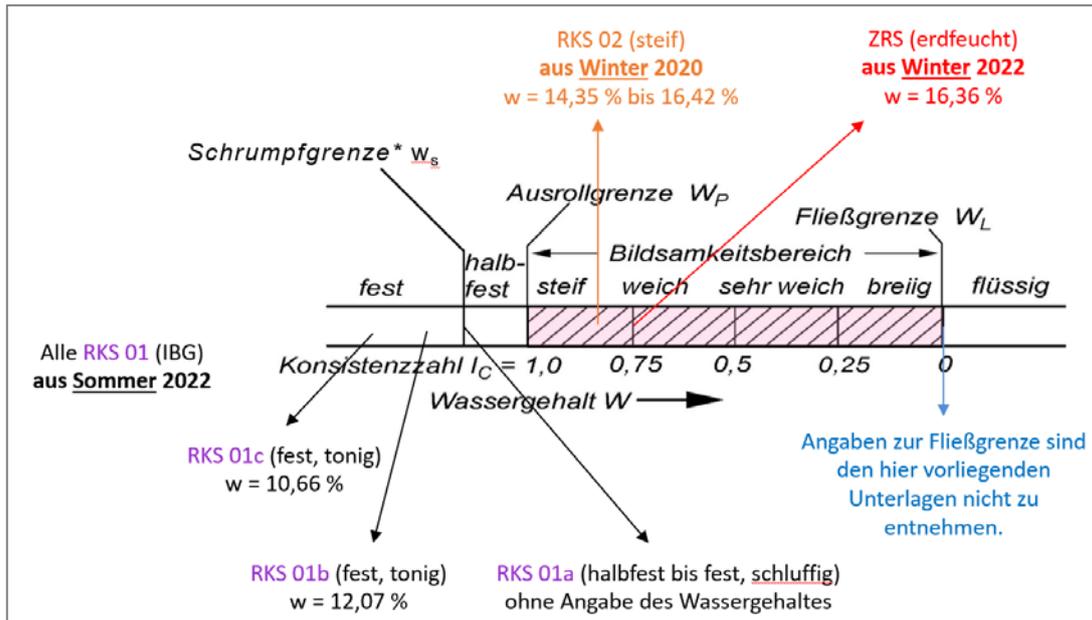


Abbildung 8: Konsistenzen der anstehenden Böden (Sommer / Winter)

(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Aus einzelnen Profilen wurde Probematerial gewonnen, um der näheren Untersuchung zugeführt zu werden. So wurden unter anderem die linearen Schwindmaße bestimmt, die mit rd. 4 % Längenänderung bei Übergang vom ‚plastischen‘ in den ‚erdfeuchten‘ Zustand schon auf einen diesbezüglich problematischen Untergrund in den oberen (Probe 1, direkt unter Fundament) und unteren Tiefenlagen (Probe 3, aus 3,5 m bis 4,0 m Tiefe) hinwiesen (Abb. 9).



Abbildung 9: Bestimmung der Schwindmaße (erdfeucht / plastisch)

(Quelle: [ZRS, 2023], dort Abb. 5)

An der HAWK, Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst in Hildesheim, wurden im Rahmen einer Masterarbeit [ANOCHIN, 2024] zudem an den Forschungen von Bachmann und Witte orientierte Versuche ausgeführt, deren Auswertung aber zum gegenwärtigen Zeitpunkt noch nicht vollständig abgeschlossen ist.

Die Bestimmung der Schwind- und Quelfähigkeit bestätigten die vorliegenden Abschätzungen Dritter und stehen im Einklang mit den berechneten und den beobachteten Rissweiten an der Nord-West-Ecke der Synagoge.



Abbildung 10: Vergleichsversuche an der HAWK

(Quelle: [ANOCHIN, 2024], Abb. 42, 45 und 47)

4 Interpretationsansätze

Aufgrund der Detektion schadhafter Fallrohre an der Nord-West-Ecke der Synagoge und einer zugehörigen Beurteilung der Untergrundsituation war zunächst vermutet worden, dass ein zu großes Wasserangebot die Konsistenz der anstehenden Böden verschlechterte und möglicherweise zu Erosionserscheinungen beitragen könnte. Infolgedessen wurde die Dachentwässerung instandgesetzt und die Fallrohre (temporär) an anderer Stelle an das Entwässerungssystem angeschlossen (s. Abb. 3, vgl. [DE FILIPPO ET AL., 2022, S. 167]).

Da sich augenscheinlich die Situation nicht besserte und die Messungen am Bauwerk die zunehmenden Rissbreiten bestätigten, startete die Diskussion alternativer Schädigungsmodelle.

Über die ersten Beobachtungen wurde dann auf der Tagung ‚Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden‘ am 21. und 22. März 2023 in Worms berichtet [GDKE RLP, 2023].

Die Überlagerung der jeweiligen Messwerte wurde von Prof. Dr.-Ing. Christoph Duppel (HS RheinMain) [DUPPEL, 2023] kurz präsentiert. Dabei wurde die zeitliche Korrelation von Niederschlag und Rissweitenentwicklung als ein wesentlicher Erkenntnisgewinn aus den durchgeführten Messungen herausgestellt.

Besondere Beachtung haben demnach die Gründung und der anstehende Baugrund verdient.

Der Autor dieses Beitrages berichtete in der Diskussion von analogen Problemfällen an kleineren Dorfkirchen im Bereich der braunschweigischen Landeskirche die zu bodenmechanischen und geotechnischen Studien geführt haben, die seinerzeit am Institut für Grundbau und Bodenmechanik an der TU Braunschweig durchgeführt worden sind [WITTE, 2003].

Daher wurden, wie beschrieben, im Gründungsbereich an der Nord-West-Ecke zur Bestimmung der Saugspannungen im Boden zwei Tensiometer installiert (s. Abschn. 2.2).

5 Ingenieurtechnische Analysen

5.1 Datenaufbereitung

Die vorliegenden digitalisierten Daten (s. Abschn. 2.1) wurden zunächst in ein Tabellenkalkulationsprogramm (Excel[®]) übertragen, wobei die entsprechenden Formatierungswechsel vorab vorzunehmen waren.

Im Anschluss wurden die Messwertverläufe auf Stetigkeit und innere Stimmigkeit geprüft. Hierbei aufgefallene Sprünge und augenscheinliche Messwertdifferenzen konnten anhand der vorliegenden Dokumentation erklärt und korrigiert, respektive ausgeglichen werden.

Im Ergebnis standen damit für die mathematisch-statistische Auswertung verlässliche Datensätze zur Verfügung.

In einem ersten Schritt wurden gleichartige Sensordaten (alle horizontalen Bewegungen aufzeichnenden Sensoren, alle vertikale Bewegungen aufzeichnenden Sensoren) durch geeignete Visualisierung über längere und kürzere Zeiträume hinweg miteinander verglichen.

Dabei zeigte sich, dass die schon augenscheinlich am stärksten betroffene Nord-West-Ecke der Männersynagoge auch die größten Messwertänderungen aufwies (Abb. 11, 20.02.2022 bis 10.12.2023, R5_Hor: 13,38 mm und L1_Hor: 20,06 mm).

Die in der Grafik, links, erkennbaren Startwerte orientierten sich an den bereits vor Installation des Messsystems aufgetretenen Rissen, die im Maximum bereits im cm-Bereich lagen [LPI, 2022, S. 7] (s. auch Abb. 4, rechts).

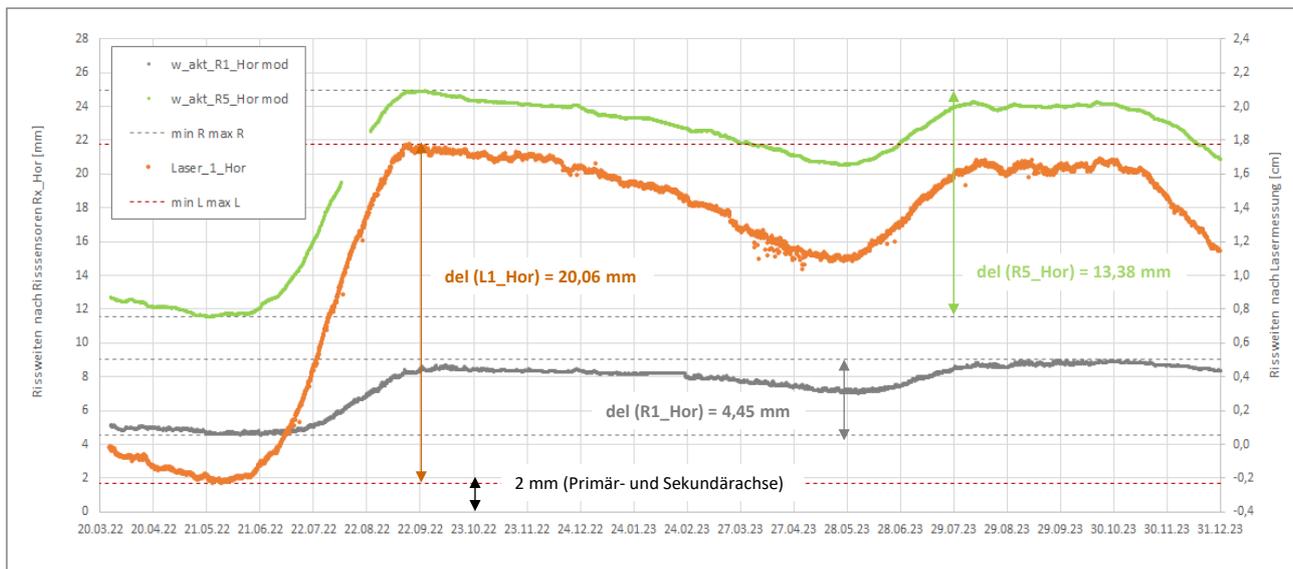


Abbildung 11: Messwertverläufe, Laser und Rissweite, horizontal, vgl. Abb. 4, links
(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Im Weiteren waren zu vermutende Korrelationen qualitativ und quantitativ aufzuzeigen.

So war zunächst anzunehmen, dass die Messwertänderungen aus den unmittelbar an den Rissen positionierten Sensoren durch die über die gesamte Gebäudebreite messenden Lasermessungen (hier: L 1_Hor) abgesichert und bestätigt werden konnten.

Dies war nicht der Fall, da die Strahlen des horizontalen Lasers (von der Westwand ausgehend) auf eine um 45° geneigte Zielfläche (auf der Ostwand) fallen und daher jede Verdrehung und Setzung (respektive Hebung) des Lasers zu einer Veränderung der zu bestimmenden Distanz führen (Abb. 12).

Die Abweichungen konnten mit den gewählten Annahmen (blockartige Verschiebung und Verdrehung der Westwand) unter Anwendung der hier maßgeblichen trigonometrischen Verfahren nicht kompensiert werden, weshalb ausschließlich die Rissweitenmessungen der weiteren Analyse zu Grunde gelegt worden sind.

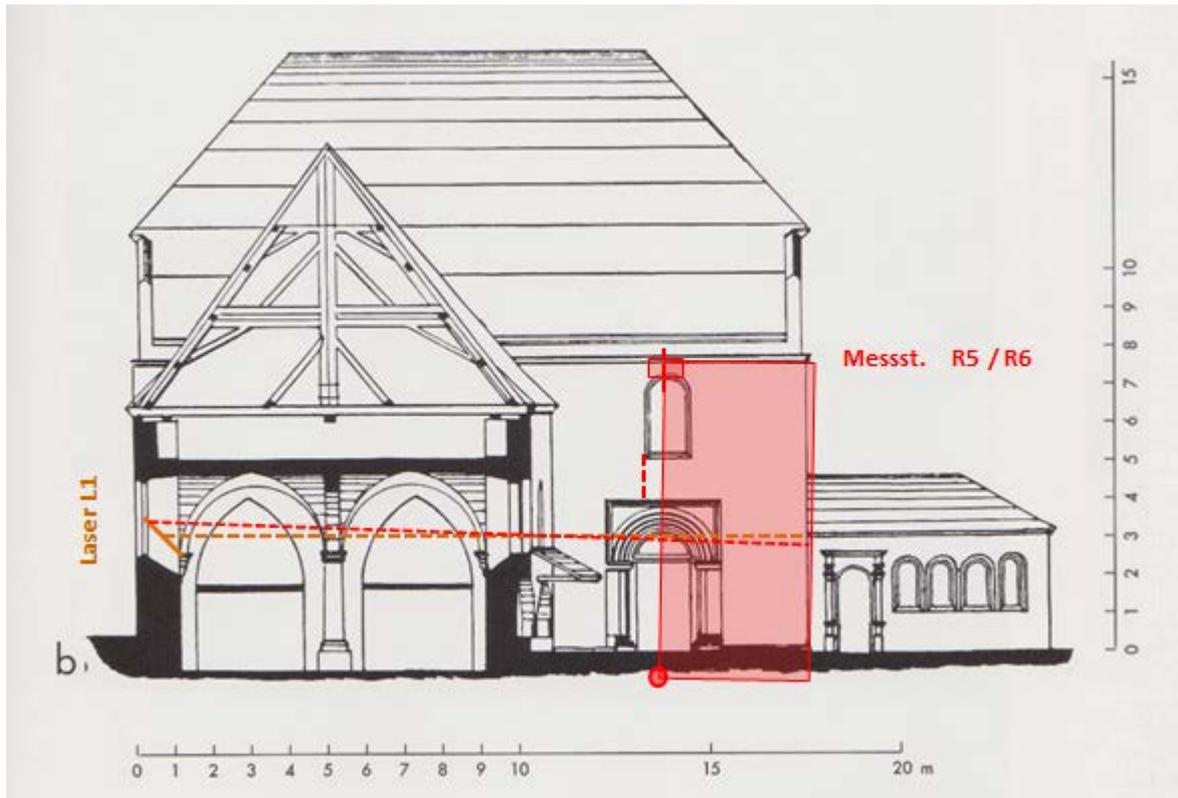


Abbildung 12: Ost-West-Schnitt durch die Synagoge mit R 5 / R 6 und L 1

(Quelle: [MAYBAUM, 2024], Hintergrund aus [BÖTTCHER ET AL., 2011], dort Abb. 2)

5.2 Mathematisch-statistische Auswertung

5.2.1 Niederschläge

Im Rahmen der vertiefenden Analysen waren über die Prüfung der Messwertverläufe auf Stetigkeit und innere Stimmigkeit hinausgehend externe Effekte zu inkludieren.

Dazu gehören zunächst die Niederschläge, deren tägliche Menge für den interessierenden Zeitraum online verfügbar waren [WETTERKONTOR, 2023/24].

Der Zeitraum des größten Anstiegs der Rissweiten (hier: 18.06. bis 14.09.2022) fiel dabei mit den geringsten Niederschlägen (tagelange Trockenheit mit einem einzigen maßgeblichen Regenereignis von auch nur 6,2 l/Tag, s. Abb. 13, oben, mittig) zusammen.

Die darauffolgenden Monate mit den für die Jahreszeit üblichen Niederschlägen (mit bis zu 21,9 l/Tag) führten dann zu einer teilweisen Rückstellung der Rissweiten (s. Abb. 13 und 14).

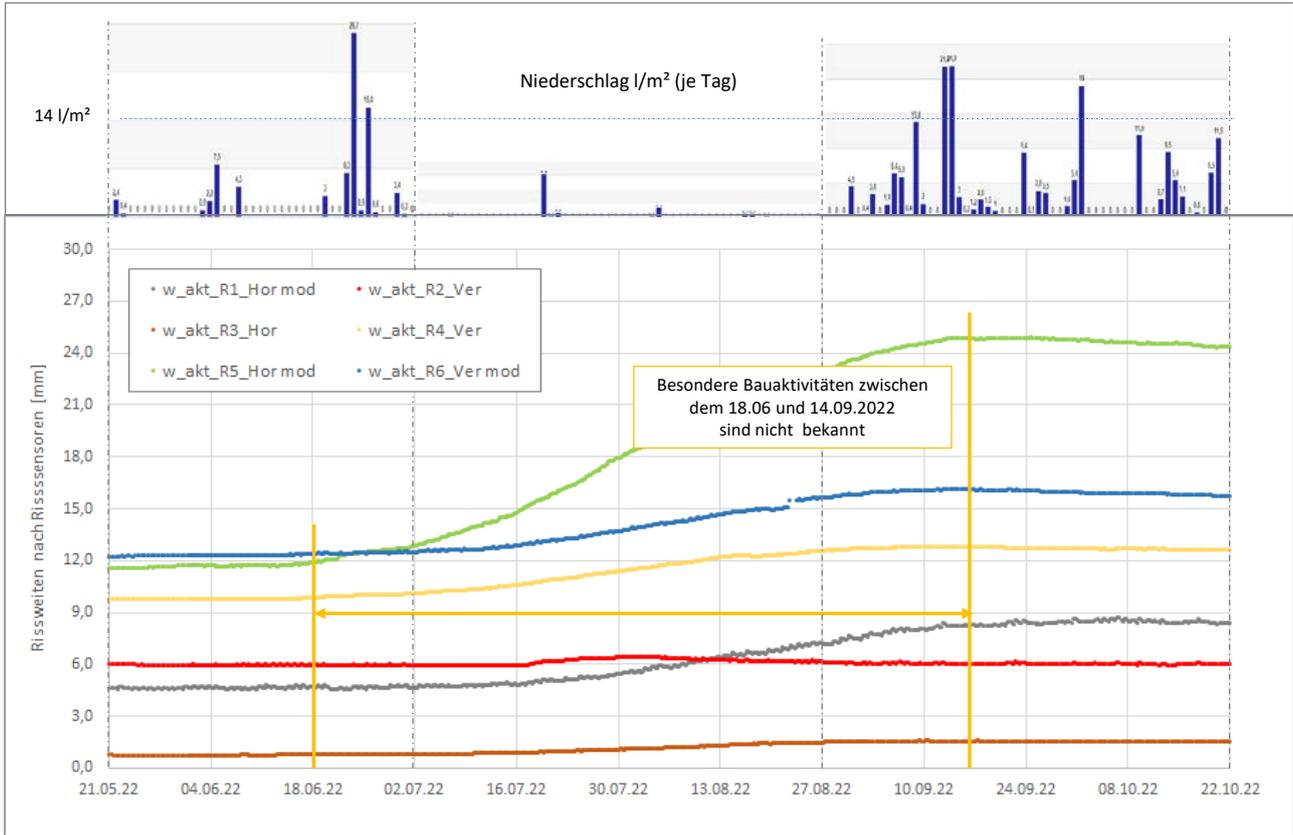


Abbildung 13: Änderungen der Rissweiten und Niederschläge (Rx, Sommer 2022)

(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Die Auftragung der Veränderung der vertikalen Rissweiten über einen längeren Zeitraum (20.03.2022 bis 31.12.2023) zeigt das gleich Bild:

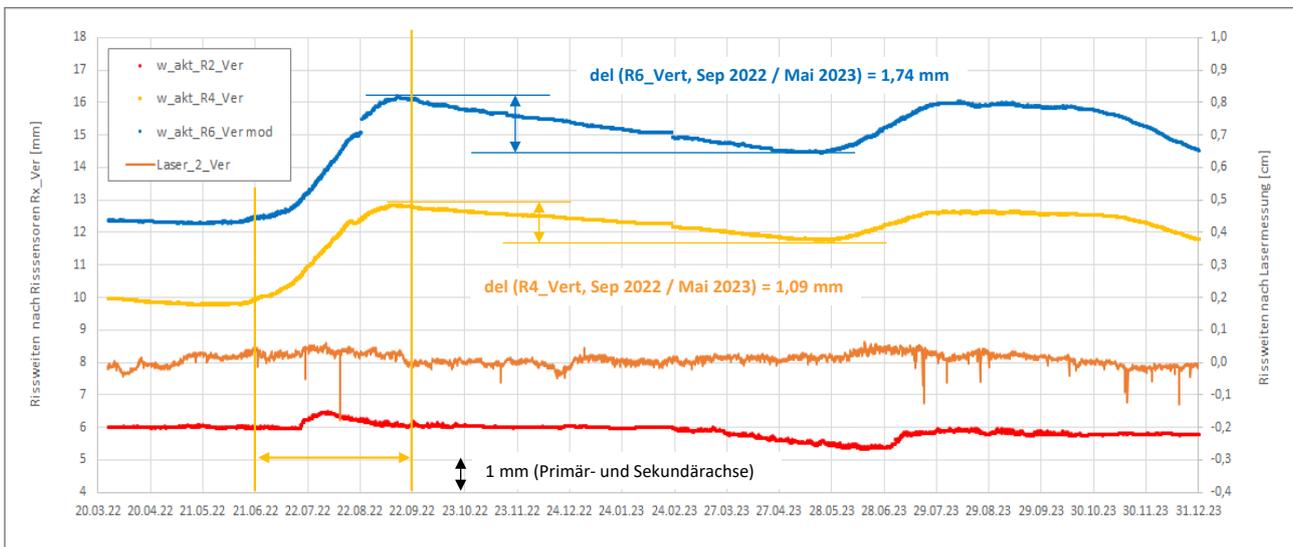


Abbildung 14: Vertikale Rissweiten, Frühjahr 2022 bis Winter 2023)

(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Dem bereits benannten Rissweitenanstieg im Sommer 2022 folgte eine leichte Erholung im Winter 2022 und Frühjahr 2023. In den Sommermonaten 2023, die nicht ganz so heiß und trocken waren, kam es dann zu einem begrenzten Wiederanstieg der Rissweiten, der sich zum Herbst wieder abschwächte (Abb. 14, siehe insbesondere R 6_Vert).

Die qualitative Korrelation der Niederschläge und der Rissweitenentwicklung ist damit fraglos gegeben. Eine bodenmechanische Kausalkette oder gar Handlungsempfehlungen ergeben sich daraus aber noch nicht.

5.2.2 Grundwasserstände

Die Grundwasserstände im sogenannten Oberen Grundwasserleiter, einer quartären Ablagerung im Rheintal, werden seit Ende März 2023 durch Messung des Wasserstandes über der Sohle in der Mikwe bestimmt. Die nun festgestellte starke Korrelation von Wasserstand und Rissweiten war zunächst so nicht erwartet worden, wurde bei der ingenieurtechnischen Analyse der Datensätze aber unmittelbar augenscheinlich.

Den Phasen kontinuierlichen Anstiegs des Wasserstandes mit gleichlaufenden Verringerungen der Rissweiten folgten Phasen des kontinuierlichen Abfalls des Wasserstandes mit gleichlaufenden Vergrößerungen der Rissweiten. Um diesen Gleichlauf zu veranschaulichen, wurden die Rissweiten in umgekehrter Reihenfolge auf der Sekundärachse aufgetragen und zudem entsprechend skaliert (Abb. 15).

Auffällig ist auch hier, wie bei den Niederschlägen (s. Abschn. 5.3), dass die Verringerung der Rissweiten bei Grundwasseranstieg deutlich kleiner ausfällt als deren Vergrößerung bei Grundwasserabfall. Dies erschließt sich zum einen aus den steileren Abschnitten des Graphen im zweiten Fall und daraus, dass sich bei gleichen Wasserständen nicht mehr die gleichen Rissweiten einstellen.

So ist im Zeitraum 1 vom 21.03. bis 24.05.2023 einem Grundwasseranstieg von 0,428 m eine Verringerung der Rissweite um -1,59 mm zuzuordnen (also etwa -3,71 mm/m).

Für den Zeitraum 2 vom 01.06. bis 31.07.2023 entsteht bei einem Grundwasserabfall von 0,406 m eine Zunahme der Rissweite von 3,40 mm (also etwa 8,38 mm/m).

Im Zeitraum 3 vom 19.11. bis 31.12.2023 ist einem Grundwasseranstieg von 1,05 m eine Verringerung der Rissweite um -2,71 mm zuzuordnen (also etwa -2,62 mm/m).

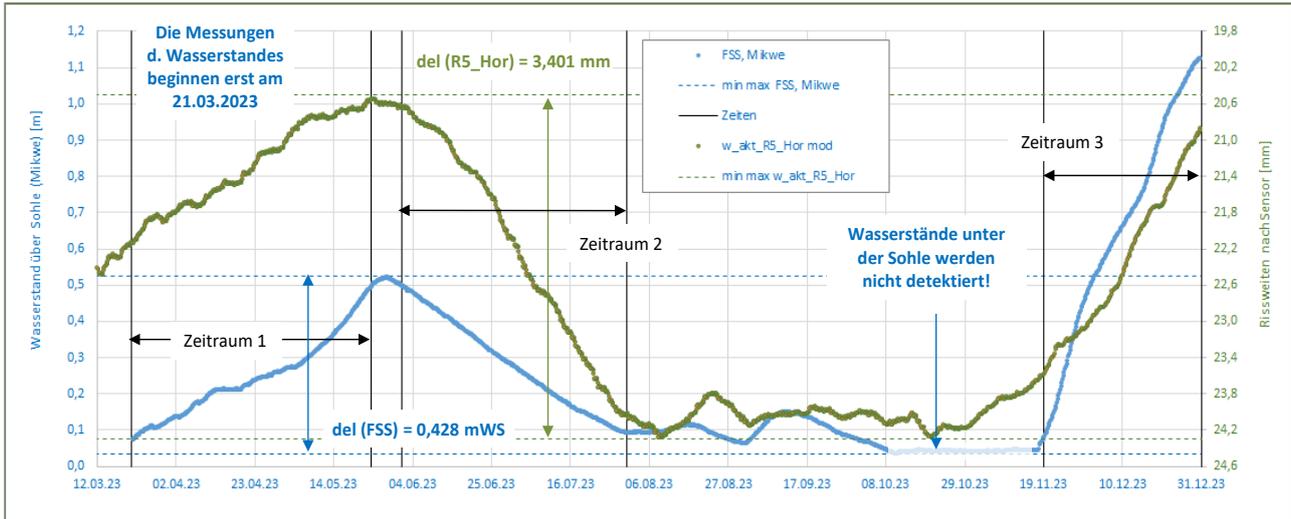


Abbildung 15: Verlauf von Wasserstand und Rissweite (FSS und R 5_Hor)

(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Der erste Hochpunkt des Wasserstandes (FSS) am 28.05.2023 mit 0,521 m wird am 02.12.2023 wieder erreicht, die gemessenen Rissweiten (R 5_Hor) sind aber deutlich größer (20,603 mm im Mai 2023 vs. 22,694 mm im Dezember 2023.)

Eine Vermeidung weiterer Rissöffnungen ist deshalb zwingend, um dem stetigen Vergrößern nach jedem ‚Lastwechsel‘ Einhalt zu gebieten (s. Abschn. 7).

Die auftretenden Veränderungen der vertikalen Rissweiten lassen sich im Übrigen nicht ausschließlich mit der Aktivierung und dem Fortfall des Auftriebs erklären. Insofern sind auch in den tiefliegenden Schichten Schwind- und Quellerscheinungen von Belang (vgl. Abschn. 3.3, Abb. 9). Die aktuellen Beobachtungen aus Januar 2024 bestätigen dies, da weitergehende Hebungen bei konstanten Wasserständen zu verzeichnen sind.

5.2.3 Saugspannungen

In einem zweiten Schritt waren die Saugspannungen in den Blick zu nehmen.

Die Abbildung 16 zeigt zunächst für den Zeitraum Z 10 (13.08. bis 22.08.2023) und dann für den Zeitraum Z 11 (11.09. bis 14.09.2023) die Korrelation sinkender Saugspannungen und kleiner werdender Rissweiten deutlich auf.

In Phasen regelmäßiger Niederschläge (Z 10) nehmen die Saugspannungen kontinuierlich ab und die Rissweiten verkleinern sich dementsprechend. Im Anschluss steigen bei teils abfallendem Grundwasserstand (vgl. Abschn. 5.4) die Rissweiten leicht an.

Bei stärkeren Niederschlägen (Z 11) beschleunigt sich der Effekt der Saugspannungs- und Rissweitenminderung deutlich. Dies war zu erwarten, da die Tensiometer, nur wenige Dezimeter unter der Sohle der archäologischen Grabung positioniert, dem Niederschlag insofern zeitlich nahezu unmittelbar ausgesetzt sind (vgl. Abschn. 2.2).

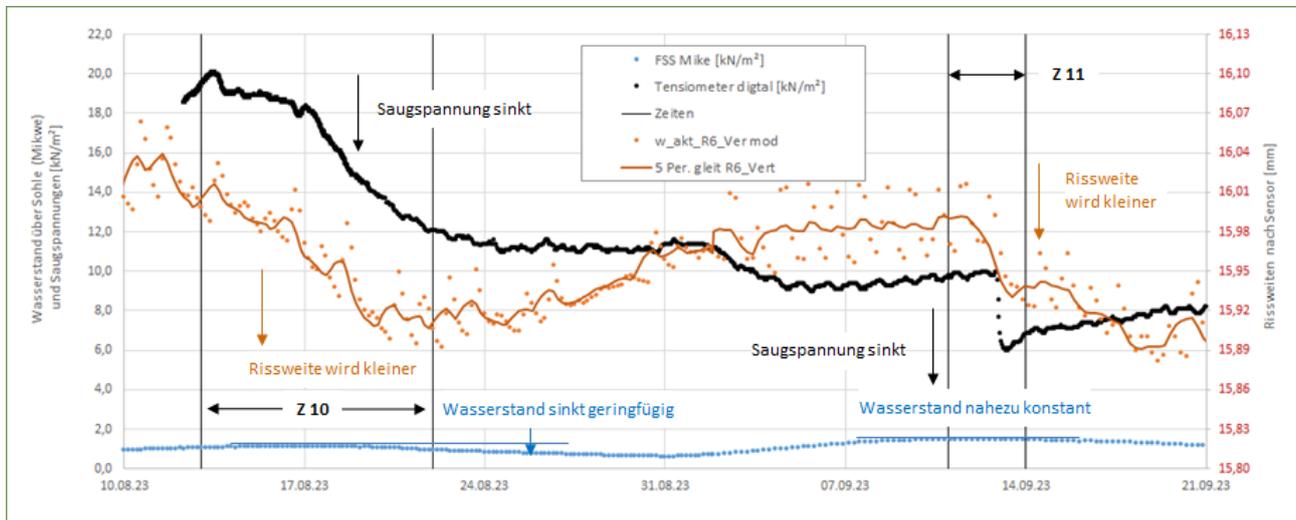


Abbildung 16: Verlauf von Saugspannung und Rissweite (R 6_Vert)

(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Die detaillierteren Analysen zeigen für die Phasen intensiven Niederschlags folgendes Bild: Im September 2022 stiegen die Rissweiten solange kontinuierlich an, bis nach Niederschlägen von rd. 22 l/m² und Tag am 13.09. und 14.09.2022 die Rissweiten unmittelbar abnehmen.

Für den September 2023 lässt sich dieses noch deutlicher durch Inklusion der seit dem 13.08.2023 gemessenen Saugspannungen ablesen: Die Niederschläge von 13 l/m² am 12.09.2023 verringern die Rissweiten unmittelbar und augenscheinlich.

Sobald die ‚Porenwasserfront‘ (von der Grabensohle ausgehend) die Lehmschicht, in welche die Tonzelle eingebettet ist, erreicht hat (vgl. nochmals Abschn. 2.2, Abb. 5), stürzen die Saugspannungen förmlich ab. Innerhalb weniger Stunden verringern sich diese um rd. 4 kN/m² also rd. 40 % (Abb. 17).

Bei der Grafik ist zu beachten, dass die (temperaturbedingte) Grundschwankung durch eine Beruhigung der Sensordaten mittels gleitendem Durchschnitt harmonisiert wurde und daher eine kleine Verschiebung auf der Zeitachse bei den Rissweiten erfolgt.

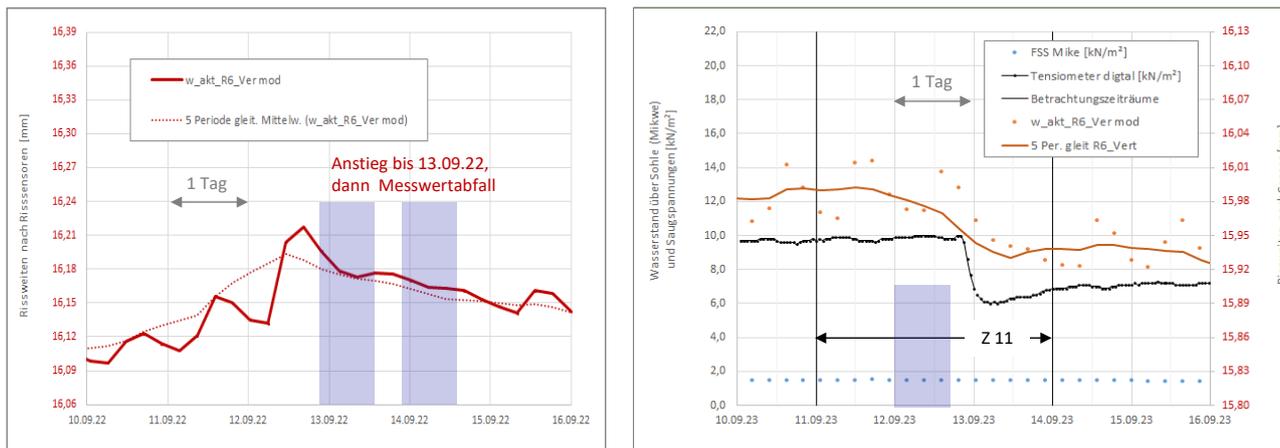


Abbildung 17: Verlauf von Saugspannungen, Rissweiten und Niederschlägen, 2022 vs. 2023
(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

5.2.4 Gewichtung

Um die Einflüsse der Grundwasserschwankungen und der Saugspannungen zu gewichten, bedarf es der Betrachtung von Phasen, in denen eine Größe (nahezu) konstante Werte aufweist. Als Vergleichswert wurde in beiden Fällen der Sensor *R6-vertikal* an der Nord-West-Ecke der Männersynagoge herangezogen.

Dabei kristallisierte sich für die Saugspannungen die Zeit vom 13.08. bis 22.08.2023 (s. Abb. 16: Z 10) als besonders geeignet heraus. Im schon vorgenannten Bereich vom 11.09. bis 14.09.2023 (s. Abb. 16, Z 11), der sich zunächst auch anbot, liegen zwar die Wasserstände auf nahezu gleichem Niveau, aber der überaus steile Abfall der Saugspannungskurve verhindert eine sinnfällige Korrelationsbildung auf mathematisch-statistischer Grundlage.

Die Zeiten vor dem 13.08.2023 schieden aus, weil hierzu noch gar keine Saugspannungsmessungen vorliegen. Ab dem 08.10.2023 liegen die Wasserstände unter der Sohle der Mikwe und können daher nicht detektiert werden, im November war ein Datenverlust bei den Saugspannungsmessungen zu beklagen.

Für die Wasserstände war ein Zeitraum zu wählen, in dem sich (ebenso wie bei den Saugspannungen) die Rissweiten verringerten. Hier konnten die Messdaten vom 21.03. (Start der Wasserstandsmessungen) bis zum 24.05.2023 (erster Hochpunkt) zur Auswertung kommen (s. Abb. 15: Zeitraum 1).

Aus den bestehenden Korrelationen können derzeit folgende Zusammenhänge abgeschätzt werden: Infolge des Anstiegs des Wasserstandes (in der Mikwe) von 0,428 m verringern sich die Rissweiten um 0,269 mm (Messwerte). Bei einer maximalen zu erwartenden Wasserstandsdifferenz von 1,1 m (vgl. Abb. 18) folgen Rissweiten um 0,7 mm (Extrapolation).

Infolge des Abfall der Saugspannungen von 7,80 kN/m² verringern sich die Rissweiten um 0,079 mm (Messwerte). Bei einer maximalen zu erwartenden Saugspannungsdifferenz von 15,6 kN/m², vgl. Abb. 16) folgen Rissweiten um 0,16 mm (Extrapolation).

Für die betrachteten Zeiträume (21.03. bis 24.05.2023 für die Wasserstände und 13.08. bis 22.08.2023 für die Saugspannungen) entfallen also etwa 75% auf die Wasserstandsdifferenzen und etwa 25% auf die Saugspannungsdifferenzen.

5.2.5 Sekundäre Einflüsse

Um weitere denkbare Einflüsse zu detektieren, wurden den Rissweitenmessungen auch die zugehörigen Temperaturkurven gegenübergestellt.

Dabei zeigte sich in der Detailbetrachtung (kurze Zeiträume) eine Temperaturempfindlichkeit eines einzelnen Sensors an der Süd-West-Ecke der Männersynagoge (R 1_Hor). Sowohl in der gesamtzeitlichen Betrachtung, wie bezogen auf die anderen Sensoren, konnten diese Einflüsse aber als nicht maßgeblich identifiziert werden.

Hinsichtlich der thermalen Beanspruchung sei hier auch die elektrische Fußbodenheizung erwähnt. Die (nicht regelbare) Beheizung führt in den Wintermonaten zu Oberflächentemperaturen bis über 34°C. Dies hat vermutlich keinen unmittelbaren Einfluss auf die Rissweitenentwicklung, führt aber – aller Voraussicht nach – zu einem (ansonsten eher ungewöhnlichen) Austrocknen der Böden unterhalb des Inneren der Synagoge.

6 Anthropogene Einflüsse

Neben den geotechnischen Parametern sind sicher auch anthropogene Einflüsse von Belang.

So wurde etwa ab den 1860er Jahren das bis dahin oberflächlich abgeführte Niederschlagswasser gefasst, zunächst einer Senkgrube zugeführt und teils in die Mikwe geleitet.

Ab 1893 erfolgte die Herstellung der Kanalisation im Synagogengarten und der planmäßige Anschluss des jüdischen Viertels an das städtische Kanalnetz.

Diese Modifikationen haben fraglos den Wasserhaushalt im Synagogenumfeld dahingehend beeinflusst, dass die Wassergehalte der oberflächennahen und tiefliegenden Bodenschichten abgesenkt worden sind.

Den Berichten zufolge gab es vor der Wasserableitung in das Kanalnetz gar Überflutungen der Mikwe, während in den letzten Jahren der Wasserstand zumindest zeitweise unter Sohl-niveau fiel (GW < 86,20 mNN, Abb. 18).

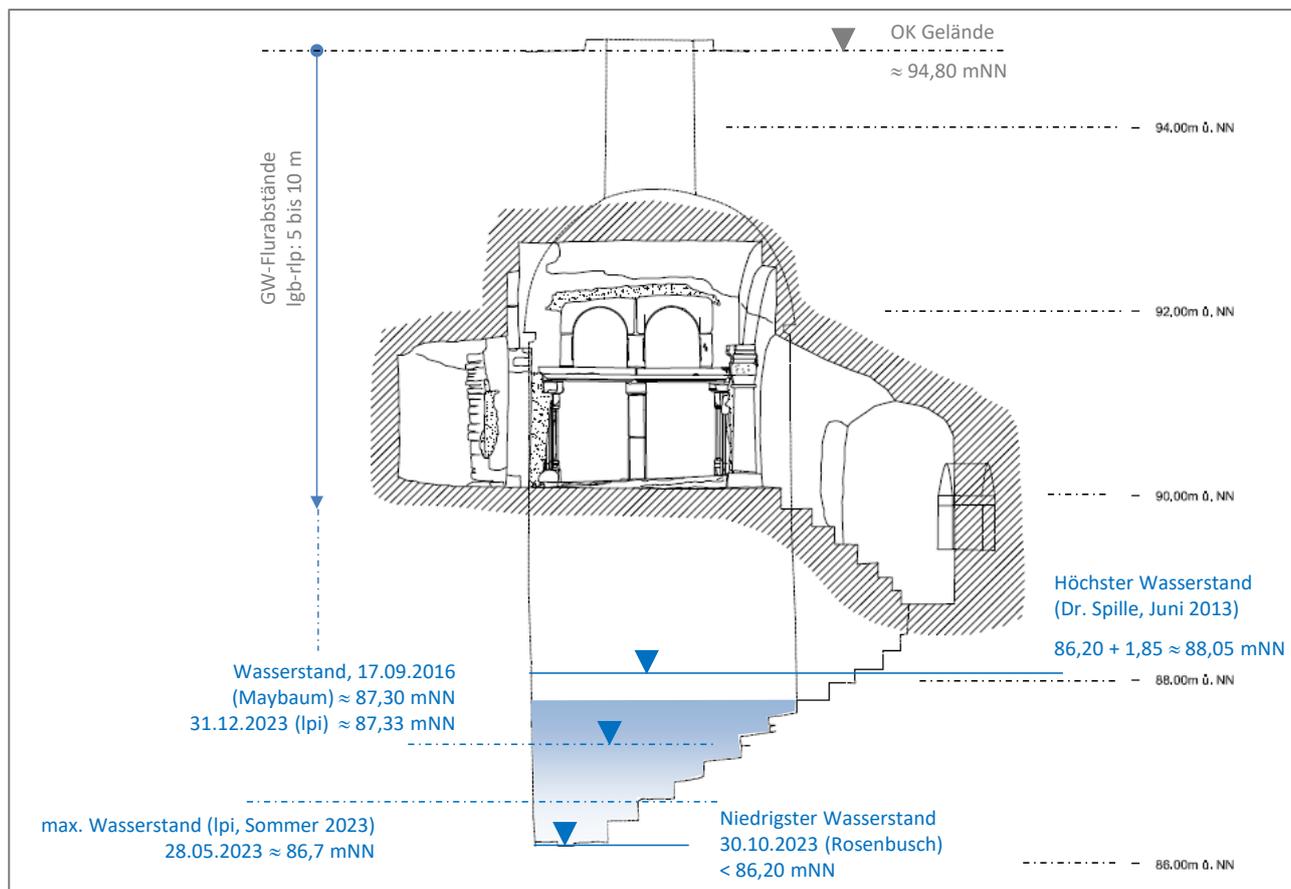


Abbildung 18: Schnitt durch die Mikwe mit Wasserstandsangaben (2013 bis 2023)

(Quelle: [MAYBAUM, 2024])

Die derzeitigen niedrigen Wasserstände können in früheren Zeiten (vor dem Nutzungsende im 19. Jahrhundert) nicht üblich gewesen sein, wurde die Mikwe doch als Ritualbad genutzt, wobei es galt, „*darin ganz untertauchen zu können. Das Regenwasser darf dabei nicht hineingeschöpft sein, sondern muß auf natürlichem Wege die Badstätte erreicht haben.*“ [BÖTTCHER, 2011, S. 46 / 47]

Dass die vorgenannten Maßnahmen (Dachentwässerung und Netzanschluss) im ursächlichen Zusammenhang mit den Rissen am Nordportal (erster Nachweis vor 1880) oder den deutlichen Rissen an der Jeschiwa (erster Nachweis vor 1905) stehen, darf vermutet werden.

Die Zerstörung der Synagoge in Zeiten des Nationalsozialismus (Brandstiftung 1938, Niederlegung der verbliebenen Hochbaureste 1942) darf auch nicht außer Acht gelassen werden. Dies führte zu geringeren Lasten auf die Fundamente und zu einer flächigen Bewitterung bei geringer Evaporation.



Abbildung 19: Niedergelegte Reste der Wormser Synagoge

(Quelle: [STADTARCHIV WORMS] Fotoabteilung, M01032b)

Die für alle Böden typischen plastischen Verformungsanteile könnten daher während der Liegezeit (Wiederaufbau erst ab Ende der 1950er Jahre) zumindest zum Teil kompensiert worden sein. So wäre auch der Umstand zu erklären, dass die heute sichtbaren Risse am ‚Nachkriegsbau‘ nachweislich bereits zuvor an der gleichen Stelle am ‚Vorkriegsbau‘ aufgetreten sind, obschon der Hochbau völlig neu, aber auf den alten Fundamenten stehend, errichtet worden ist.



Abbildung 20: Rissbilder am Nordportal, um 1900 und 2023

(Quelle: [STADTARCHIV WORMS] Fotoabteilung, CH0376 und [MAYBAUM, 2023])

7 Handlungsempfehlungen

Aus den vorgenannten Erkenntnissen lassen sich die folgenden Handlungsempfehlungen ableiten. Die Empfehlungen unterliegen hinsichtlich der konkreten Ausgestaltung noch der internen Abstimmung sowie der Planung. Die Hinweise sind insofern weder verbindlich noch im Detail darstellbar.

Handlungsempfehlung 1: Um das weitere Aufgehen der Risse weitestgehend einzuschränken, wird ein zeitnahes Anspannen der Anker bei aktuell (Winter 2023/24) kleinen Rissweiten empfohlen.

Handlungsempfehlung 2: Eine gesteuerte Bewässerung der Lehmböden unmittelbar unterhalb der Gründungsebene auf der Basis von Bodenfeuchtemessungen soll die Saugspannungsschwankungen auf ein Minimum reduzieren.

Handlungsempfehlung 3: Die zeitnahe Wiederverfüllung der archäologischen Grabungen mit einer abgestimmten Materialsichtung soll zum einen die Evaporation vermindern und zum anderen die unter 2 genannte, gesteuerte Bewässerung der Lehmböden ermöglichen.

Handlungsempfehlung 4: Mit Blick auf die historische hydrogeologische Situation (s. Abschn. 6) erscheint auch eine (Wieder-) Versickerung der Oberflächenwässer in den Untergrund (mit kontrolliertem Überlauf) überaus sinnfällig.

Handlungsempfehlung 5: Nach Abschluss der vorgenannten Maßnahmen wird die Ertüchtigung von Wänden und Gewölben, der Einbau eines (vorgespannten) Ringankers sowie das kraftschlüssige Verschließen der Risse und die Neufassung der Gewölbe erforderlich werden.

Handlungsempfehlung 6 (Eventualposition): Je nach Messwertentwicklung, dem Umfang und der Intensität der vorgenannten Maßnahmen sowie den Ergebnissen der ingenieurtechnischen Untersuchungen und des interdisziplinären Austausches sind auch Verfahren zur Ertüchtigung des Baugrundes vorstellbar, welche die archäologischen Funde weitestgehend schützen. Das könnte das Einbringen von in sich geschlossenen Elementen in Bohrungen kleinen Durchmessers sein, die im Nachgang mittels Injektion im Umfang vergrößert werden können, wodurch eine horizontale Verspannung des Baugrundes entsteht. Die Wirkung wird dann am größten sein, wenn das Einbringen in Phasen großer Trockenheit realisiert wird, da dann die bei Feuchtigkeitszunahme auftretenden Volumenanstiege zur einer vorrangig vertikalen Verschiebung führen werden.

8 Quellen

Anochin, Cara: Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden, *HAWK Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst Hildesheim/Holzminde/Göttingen, Masterarbeit im Wintersemester 2023/24, unveröffentlicht*

Bachmann, Michael: Bodenverformungen infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 58, 1998*

Bönnen, Gerold & Hoffmann, Nadine (Schriftleitung): Kontinuität – Zerstörung – Authentizität, Die Wiedergewinnung des Synagogenbezirks in Worms 1945 – 1961, *Wernersche Verlagsgesellschaft mbH, Worms, 2022*

Böttcher, Otto et al.: Fünfzig Jahre Wiedereinweihung der Alten Synagoge zu Worms, *Worms-Verlag, Worms, 2011*

De Filippo, Aquilante & Gransche, Bettina & Häret-Krug Katinka: Die Synagoge im Fokus der Denkmalpflege – Denkmalfachliche Anforderungen an die UNESCO Weltkulturerbestätte, *In: Bönnen et al., 2022, S. 165-176*

De Filippo, Aquilante & Gransche, Bettina: Erkenntnisstand zur Bau- und Restaurierungsgeschichte der Wormser Synagoge, *Untere Denkmalschutzbehörde, Stadt Worms, Vortrag anlässlich der [GDKE RLP] Tagung Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden, 2023*

DKV-Kunstführer: Nr. 181/1, 9. Aufl., *Deutscher Kunstverlag GmbH München Berlin, o. D.*

Duppel, Christoph: Bauaufnahme und Bestandserkundungen an der Synagoge in Worms – Ergebnisse einer Projektarbeit des Studiengangs Baukulturerbe, *Hochschule RheinMain, Wiesbaden, Vortrag anlässlich der [GDKE RLP] Tagung Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden, 2023*

GDKE RLP: Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden am Beispiel der Wormser Synagoge, *Flyer zur Veranstaltung der Generaldirektion Kulturelles Erbe Rheinland-Pfalz, Direktion Landesdenkmalpflege und dem Institut für Steinkonservierung e. V., 21. und 22. März 2023*

Grewe, Holger: Archäologische Grabungen und Befunde zur Gründung der Synagoge 1957 – 2022, *Stadt Ingelheim, Forschungsstelle Kaiserpfalz, Vortrag anlässlich der [GDKE RLP] Tagung Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden, 2023*

Hahn, Stefanie & Hoffmann, Nadine: Der Synagogenbezirk in Worms als Komponente des UNESCO-Welterbeantrags ‚SchUM-Stätten Speyer, Worms und Mainz‘, *In: Bönner et al., 2022, S. 57-70*

Hamm, Jürgen: Schäden und bisherige Sicherungsmaßnahmen, *Hamm Architektur und Denkmalpflege, Worms, Vortrag anlässlich der [GDKE RLP] Tagung Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden, 2023*

IBG: Synagoge Worms, Rissbildungen, Grundbautechnische Untersuchungen, Sanierung – Stabilisierung sowie zugehörige Berichte und Dokumentationen, *Ingenieurbüro für Geotechnik Dipl.-Ing. H.- P. Frech & Dipl.- Geol. J. Hönle GbR, Worms, 2021/22, unveröffentlicht*

Kotova, Lola: Klimawandel und seine Auswirkungen auf Rheinland-Pfalz, *Climate Service Center Germany (GERICS) / Helmholtz-Zentrum hereon GmbH, Hamburg, Vortrag anlässlich der [GDKE RLP] Tagung Klimawandel und setzungsbedingte Bauwerksschäden, 2023*

LPI: Übersicht Messwertaufnehmer, Westfassade Männersynagoge Worms, *LPI Ingenieurgesellschaft mbH, Hannover, Bericht Nr. M2111506-01, 2022, unveröffentlicht*

Maybaum, Georg: Fotoarchiv, 2023

Maybaum, Georg: Geotechnisches Sachverständigengutachten zur Synagoge in Worms, *Hildesheim / Deidesheim, 2024, in Bearbeitung, unveröffentlicht*

Rosenbusch, Oliver: Fotoarchiv, 2023

Schneider, Anne Sophie: Die Zerstörung der Synagoge in Worms und ihre Wiedergewinnung verdeutlicht anhand bauhistorischer Untersuchungen, *In: Bönnen et al., 2022, S. 135-150*

Stadt Worms: Fotografische Aufnahmen, *Untere Denkmalschutzbehörde, Stadt Worms, 2023*

Stadtarchiv Worms im Rashi-Haus: Flyer, Worms, o. D.

Stadtarchiv Worms im Rashi-Haus: Fotoarchiv

Stelzner: Tensiometer, *Gebrauchsanweisung, 2022*

Wetterkontor: Monats- und Jahreswerte für Worms. *abgerufen 2023/24*

<https://www.wetterkontor.de/de/wetter/deutschland/monatswerte-station.asp?id=K699>

Witte, Matthias: Veränderungen des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen, *Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, Heft 73, 2003*

ZRS Ingenieure: Kurzgutachten anhand Ortsbesichtigungen und Laborproben, *Berlin, Februar 2023*

Autoren

Prof. Dr.-Ing. Georg Maybaum georg.maybaum@hawk.de
von der Ing.-Kammer NDS ö.b.u.v. Sachverständiger [Tel.: 0177 384 2721](tel:01773842721)
für Baugrunduntersuchungen, Erd- und Grundbau

HAWK Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst www.hawk.de
Hildesheim/Holzminden/Göttingen
Fakultät Bauen und Erhalten, Fachgebiet Geotechnik
Hohnsen 2, 31134 Hildesheim

M.Eng Oliver Rosenbusch oliver.rosenbusch@hawk.de
wiss. Mitarbeiter, verantwortlich für den [Tel.: 05121 881-236](tel:05121881236)
Laborbetrieb in der Geotechnik, im Lehm- und Wasserbau

HAWK, Hochschule für angewandte Wissenschaft und Kunst www.hawk.de
Hildesheim/Holzminden/Göttingen
Fakultät Bauen und Erhalten
Renatastraße 11, 31134 Hildesheim

Hannah Lunemann hannah.lunemann@worms.de
M.A. Heritage Conservation Dipl.Ing. (FH) [Tel.: 06241/853-6514](tel:062418536514)

Stadtverwaltung Worms <https://www.worms.de/neu-de/>
Bereich 8 - Wormser Immobilienmanagement (WIM)
8.03 Architektur / Projektmanagement
Marktplatz 2, 67547 Worms

Einfluss der Widerlagerkonstruktion auf die Prüfung von Duktil- und Mikropfählen

M. Hayden

Keller Grundbau Ges. m.b.H.

M. J. Rebhan, A.-N. Granitzer, F. Tschuchnigg, R. Marte

Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische
Geotechnik, Österreich

A. T. Brunner, C. Böhm, D. Adam

Technische Universität Wien, Institut für Geotechnik, Österreich

1 Einleitung

Die Prüfung von Gründungspfählen in Form einer statisch axialen Pfahlprobebelastung kann aus einer Vielzahl von Gründen vorgenommen werden bzw. erforderlich sein. Zum einen im Zuge des Planungs- und Entwurfsprozesses, um Kennwerte bzw. Informationen über den Untergrund, das Pfahlssystem bzw. -tragverhalten zu erhalten, welche im nächsten Schritt als Nachweisgrundlage dienen. Zum anderen sind Pfahlprüfungen – meist in Form von Abnahmeprüfungen – häufig notwendig, um die Bemessungsansätze im Zuge der Bauherstellung zu verifizieren bzw. die Herstellungsqualität zu überprüfen. Dies ist in der Praxis in vielen Fällen deshalb erforderlich, weil die Bemessung von Pfählen – vor allem im Bereich der Mikro- und Verdrängungspfahltechnik (Duktilpfähle) – auf Tabellen- und Erfahrungswerten (vgl. beispielsweise Schenk, 1951; DGGT, 2012; ONR 24810, 2020 & Ostermayer, 2001) basiert.

Für die Bemessung von Mikropfählen (nach EN 14199, 2015) kann hierzu beispielsweise auf Angaben im Grundbautaschenbuch (Ostermayer, 2001) oder – im Bereich der Schutzbauten – auf normative Vorgaben aus der ONR 24810 (2020) zurückgegriffen werden. In vielen Fällen liegen diese Vorgaben jedoch auf der konservativen Seite und unterliegen gewissen Einschränkungen, beispielsweise in Bezug auf den Durchmesser, die erforderliche Überdeckung oder die Herstellungsmethode. In den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ (DGGT, 2012) sind für unterschiedliche Pfahlssysteme Erfahrungswerte hinsichtlich der Pfahlmantelreibung und des Pfahlspitzendrucks

dokumentiert. Für Fertigteilrammpfähle aus duktilem Gusseisen nach EN 12699 (2015) wurden ähnlich gut dokumentierte empirische Werte bis dato allerdings nicht veröffentlicht.

Zur zweckmäßigeren Bemessung wird bei Tabellenwerten häufig zwischen Mantelreibung und Spitzendruck unterschieden. Um diese Anteile bei Feldversuchen experimentell erfassen zu können, sind in Abhängigkeit des Untergrundes, des verwendeten Pfahlsystems, der Art der Lastaufbringung bzw. der Bemessungsanforderungen geeignete Prüfaufbauten einzusetzen.

1.1 Prüfung von gebohrten Mikropfählen und gerammten Duktillpfählen (Verdrängungspfähle)

ÖNORM EN 14199 (2015) definiert, dass: „*Versuche an Mikropfählen an Vorversuchsmikropfählen und/oder Bauwerks-Mikropfählen durchgeführt werden können*“. Ein Vorversuchsmikropfahl ist per Definition ein „Mikropfahl, der vor Beginn der Herstellung der Bauwerks-Mikropfähle zu dem Zweck hergestellt wird, die Eignung der ausgewählten Pfahlbauart zu überprüfen und/oder den Entwurf, die Abmessungen und die Tragfähigkeit zu bestätigen“ (ÖNORM EN 14199, 2015). Im Unterschied dazu ist ein Bauwerks-Mikropfahl Teil des zukünftigen Bauwerks. Unabhängig davon sollen Vorversuchs- und Bauwerks-Mikropfähle ein möglichst vergleichbares Verhalten aufweisen. Daher ist in beiden Fällen der gleiche Pfahltyp und das gleiche Herstellungsverfahren anzuwenden.

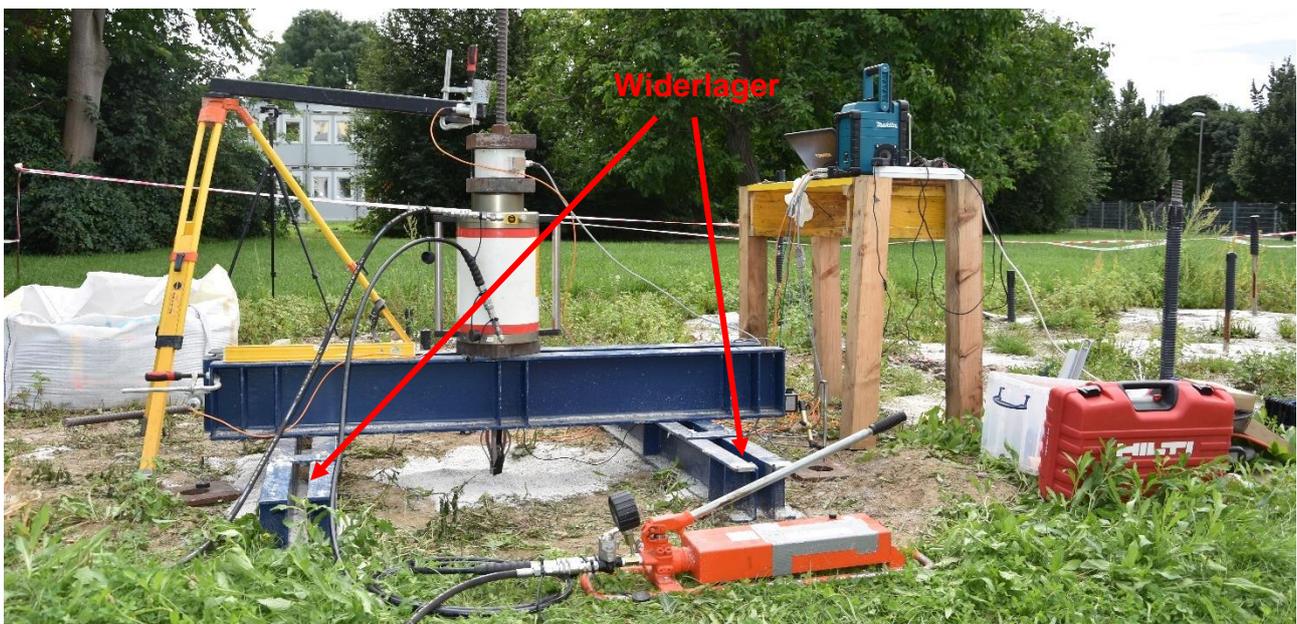


Abbildung 1: Mikropfahlprüfung mittels klassischem Widerlageraufbau (DAT, 2021)

Abbildung 1 zeigt den typischen Prüfaufbau eines statischen Pfahl-Zugversuchs, welcher bei Mikropfählen mit geringer Pfahllast bzw. geringer Einbindetiefe zur Anwendung kommt. Dabei wird zentrisch über dem Probepfahl eine Lastverteilungskonstruktion aufgebaut, welche die Zug-Pfahllast über das Widerlager (Doppel-I-Träger) in den Untergrund ableitet. Charakteristisch für die oben dargestellte statische axiale Pfahlprüfung ist, dass über das Widerlager Druck-Reaktionskräfte in den Untergrund eingeleitet werden. Sofern es die vorliegenden Deckschichten erlauben, wird die Lastverteilungskonstruktion direkt auf den Boden aufgesetzt. Ist die Tragfähigkeit des Bodens nicht ausreichend, um die Reaktionskräfte zweckmäßig abzuleiten, sind Widerlagerpfähle oder Fundamente herzustellen.

Bei der Prüfung von Druck-Probepfählen muss – auf Grund der entstehenden Zug-Reaktionskräfte im Auflagerbereich – eine geeignete Verankerung (z.B. Reaktionspfähle; siehe Abbildung 2) hergestellt werden, oder das Gleichgewicht mit ausreichender Sicherheit durch Totlasten sichergestellt werden.



Abbildung 2: Duktilpfahlprüfung (Druck) mittels Reaktionspfählen

Bei Duktilpfählen kann alternativ zu einer konventionellen statischen Druckprobelastung ein bi-direktionaler Belastungsversuch mit dem Pile HAY-Proof-System[®] durchgeführt werden. Bei diesem Verfahren werden der Pfahlmantel und der Pfahlfuß während der Lastaufbringung getrennt voneinander bi-direktional belastet (Hayden & Kirchmaier, 2010). Dabei treten Pfahlmantel und Pfahlfuß solange als gegenseitiges Widerlager auf, bis der Pfahlmantelwiderstand und/oder der Pfahlfußwiderstand den Grenzzustand der Tragfähigkeit erreicht. Ein zentraler Vorteil liegt darin, dass keine Reaktionspfähle benötigt werden. Im Grunde können dabei folgende Versagensmechanismen beobachtet werden:

- Maximale Pfahlmantelwiderstand erreicht (Zugversagen)
- Maximaler Pfahlfußwiderstand erreicht (Spitzendruckversagen)

- Maximaler Pfahlmantelwiderstand und Pfahlfußwiderstand gleichzeitig erreicht
- Grenzzustand der inneren Tragfähigkeit des Prüfsystems wird erreicht (Materialversagen)

Für den Versagensmechanismus „Spitzendruckversagen“ wird im Regelfall im Anschluss an den Versuch mit dem Pile HAY-Proof-System® (Primärversuch) eine konventionelle statische Zugprobelastung (Sekundärzugversuch) durchgeführt, um den Pfahlmantelwiderstand zu bestimmen. Abbildung 3 zeigt den Aufbau des Pile HAY-Proof-System® inkl. der Traverse und des Auflagers für den Sekundärzugversuch.



Abbildung 3: Pile HAY-Proof-System® (Böhm, 2023)

Während der Probelastung werden zusätzlich zur aufgebrauchten Prüfkraft die vertikalen Verschiebungen am Pfahlkopf (Hebung Pfahlmantel) und am Pressenauflagerteller (Setzung Pfahlspitze) gemessen. Aus den Ergebnissen der Pile HAY-Proof-System® Probelastungen können in Analogie zum bewährten Osterbergprüfverfahren Widerstand-Setzungslinien (WSL) erfasst werden, indem die Widerstand-Setzungslinie des Pfahlfußes und die Widerstand-Hebungslinie des Pfahlmantels überlagert werden.

1.2 Prüfforderungen an die Pfahl-Untergrund-Prüfaufbau-Interaktion

Generell kann bei jeder geotechnischen Prüfung von einer Interaktion zwischen dem Prüfaufbau und dem zu prüfenden Objekt ausgegangen werden. Bei der Prüfung von Mikropfählen und Duktilpfählen wird das Ausmaß dieser Interaktion traditionell vom Abstand zwischen den Widerlagern und dem Pfahlschaft bestimmt. Aus diesem Grund weisen

relevante Normen und Regelwerke unteren Grenzwerte in Bezug auf die geometrische Anordnung der Widerlager aus. In der englischsprachigen Literatur wird dieser Abstand als „clear distance“ bezeichnet; vgl. Granitzer et al. (2022).

Weitere Anforderungen an die Prüfung bzw. den Prüfaufbau können in Hinblick auf die Art der Lastaufbringung (welche im Regelfall stufenweise vorgenommen wird), die Erfordernis zusätzlicher Messungen (z.B. die Erfassung von Dehnungen entlang des Schaftes; vgl. Monsberger, 2016 & Monsberger, 2020), die Bestimmung des Kriechmaßes (durch unabhängige Kopfverschiebungsmessungen) oder die Ermittlung der Hebungen im kopfnahen Bereich vorliegen.

2 Mikropfahlprobefeld Inffeldgasse

Im Zuge eines Forschungsprojektes der TU Graz (DAT, 2021) wurde eine Reihe von Feldversuchen durchgeführt, um das (Prüf-)Verhalten von Mikropfählen zu untersuchen. Dabei wurden unterschiedliche Mikropfahltypen und Herstellungsarten berücksichtigt. Die Untersuchungsziele können folgendermaßen zusammengefasst werden:

- Einfluss unterschiedlicher Herstellungsmethoden und Zugelement-Typen auf die Tragfähigkeit in grobkörnigen Untergründen
- Untersuchung unterschiedlicher Korrosionsschutzsysteme
- Erprobung eines neuartigen, dauerhaften Mikropfahlsystems zur Fundierung von Schutzbauwerken
- Erprobung neuartiger Abnahmekriterien bzw. Prüfverfahren für zugbeanspruchte Mikropfähle in grobkörnigen Untergründen

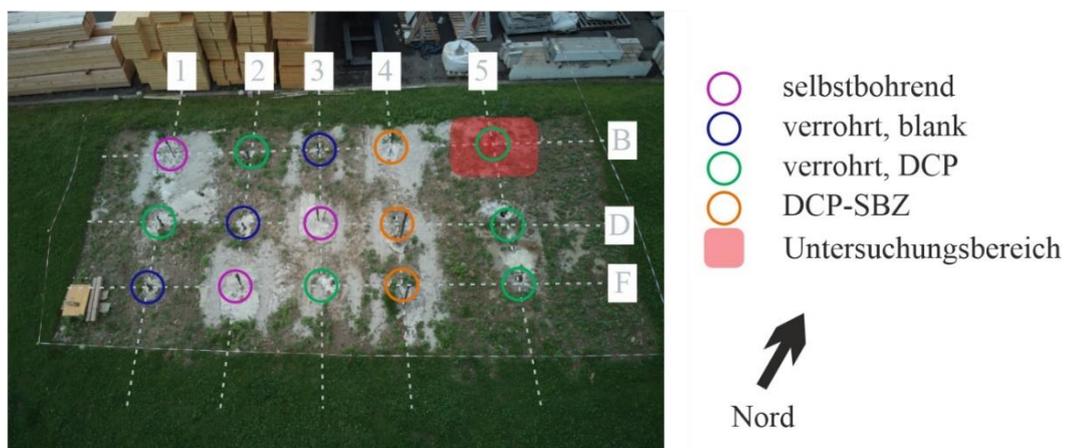


Abbildung 4: Ansicht Versuchsfeld Inffeldgasse

Da das vorliegende Versuchsfeld mit Zuge des Projekts DAT (2021) mit dem Fokus auf Schutzbauten durchgeführt wurde, wurden lediglich Zugversuche an den installierten Mikropfählen vorgenommen. Neben statischen Probelastungen an den Mikropfählen mittels Widerlagerkonstruktionen (vgl. Abbildung 1) wurden auch die Effekte und Auswirkungen einer impulsartigen Belastung der Zugelemente (vgl. Kainz, 2021) evaluiert. Nachfolgend wird auf den in Abbildung 4 rot eingefärbten Untersuchungsbereich näher eingegangen, bei welchem oberflächennah eine zusätzliche Messeinrichtung zur Erfassung der horizontalen Beanspruchungen auf den Mikropfahl-Schaft angebracht wurde.

2.1 Messtechnische Ausrüstung

Zur Erfassung der Interaktion zwischen dem Widerlageraufbau und dem Mikropfahl wurde am Zugglied des Mikropfahls eine Kraftmesseinrichtung in zwei Messebenen angebracht. Diese besteht aus einer Muffung (zum Anschluss an das mantelverpresste Zugglied) und zwei Ringkraftmesszellen. Ziel dieser Installation war es, die horizontalen Belastungen auf den Schaft des Mikropfahls zufolge der Einleitung der Reaktionskräfte über die Widerlager in den Untergrund zu erfassen.



Abbildung 5: Versuchsaufbau Mikropfahl

Die Darstellung dieses Messsystems zeigt, dass eine Schale an eine Muffe kraftschlüssig angebracht wurde, in welche wiederum die Ringkraftmesszelle eingebaut wurde. Um eine entsprechende Lasteinleitung und einen ausreichenden Schutz der Messeinrichtung während der Probelastung sicherzustellen, wurde ein Deckel angebracht, welcher die Interaktionsfläche zwischen dem Messsystem und dem Untergrund darstellt. Um die Anbringung dieses Messsystems zu ermöglichen, wurde im Zuge der Herstellung der

Mikropfähle ein Schutzrohr in eine Tiefe von 1,50 m unter Geländeoberkante angebracht und das Tragglied durch einen Muffenstoß gekoppelt. Bei der Versuchsvorbereitung wurde das Schutzrohr freigelegt und entfernt, um das vorbereitete Tragglied mit den bereits installierten Messeinrichtungen anbringen zu können. Im Anschluss daran wurde der entstandene Ringraum mit Sand verfüllt, um einen Kraftschluss zwischen dem Probepfahl und dem Untergrund zu gewährleisten.

Die Lastaufbringung wurde mittels einer hydraulischen Presse ohne Lastkonstanthaltung vorgenommen. Neben der Erfassung der horizontalen Reaktionskräfte wurden die Prüfkraft sowie die Verformungen des Pfahlkopfes und des Widerlageraufbaues erfasst.

2.2 Versuchsdurchführung und Ergebnisse

Die Belastungsversuche am Prüfpfahl (mit beschriebener Instrumentierung) wurden durch eine stufenweise Lastaufbringung mittels einer hydraulischen Hohlkolbenpresse vorgenommen. Auf Grund der gleichzeitigen Verwendung dieses Prüfpfahls zur Validierung eines neuen Abnahmekriteriums (Lastabfall ohne Kriecheinfluss) für Mikropfähle bei Schutzbauten (vgl. Kainz, 2021) wurde keine Lastkonstanthaltung während der Versuchsdurchführung vorgenommen.

Zur Lastaufbringung wurde eine GFK-Hohlkolbenpresse mit einem maximalen Hub von 400 mm sowie einer maximal aufbringbaren Zuglast von 1.000 kN verwendet. Da es sich um einen doppelt-wirkenden Zylinder handelte, konnten damit auch Be- und Entlastungszyklen abgebildet werden. Auf Grund des geringen Prüflastniveaus der Pfähle (DN 32 mit einer maximalen Prüflast von 399 kN) und dem großen Vorschubvolumen der Pumpeinrichtung konnten zudem schnelle Lastaufbringungszeiten bewerkstelligt werden.

In Abbildung 6 sind die Ergebnisse der ersten Belastungsstufe bis 150 kN und die Messung der horizontalen Reaktionskräfte am Pfahlschaft über die Versuchsdauer dargestellt. Diese Darstellung beschränkt sich lediglich auf eine Erstbelastung des Pfahles und eine entsprechend langsame Lastaufbringungszeit sowie eine entsprechende Wartezeit, bevor eine weitere Laststeigerung vorgenommen wurde. Es kann jedoch ein direkter, synchroner Zusammenhang zwischen der Zuglast-Aufbringung (Prüfkraft Pfahl) und der durch die Interaktion am Widerlager hervorgerufenen Horizontalkraft auf den Probepfahl-Schaft (Reaktion Pfahl) identifiziert werden.

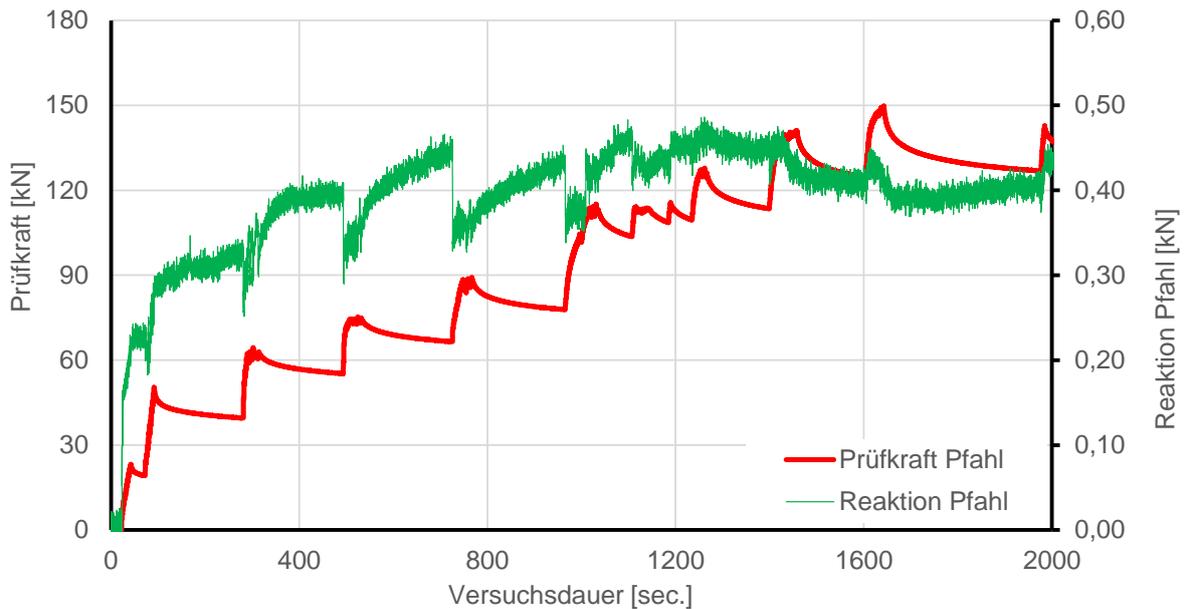


Abbildung 6: Ergebnisse der Mikropfahlprüfung, Kraft-Zeit-Diagramm (Radinger, 2021)

Die Magnitude der erfassten horizontalen Kräfte auf den Pfahlschaft ist aus Gründen der Vollständigkeit angegeben, kann allerdings nur bedingt dazu verwendet werden, um eine Abschätzung der Widerlagerreaktion vorzunehmen. Dies hängt zum einen mit der fehlenden Kalibrierung des Messaufbaues unter kontrollierten Bedingungen (z.B. bekannte Auflast, kontrollierte Verdichtung des Bodenkörpers) zusammen, und zum anderen mit der Tatsache, dass die Abmessungen und die Form der Kraftmesseinrichtung weder mit dem installierten Zugelement noch mit der Dimension des Verpresskörpers in Einklang stehen.

2.3 Anmerkungen zur Versuchsdurchführung

Die in Kap. 2.1 und Kap. 2.2 dargestellte Versuchsreihe wurde gemeinsam mit einer Reihe anderer Versuche durchgeführt. Dabei wurde ein einzelner Pfahl mit der entsprechenden Messausrüstung zur Erfassung der Widerlagereffekte ausgestattet. Im Zuge der Herstellung und Prüfung dieses Probepfahls wurden interessante Effekte identifiziert bzw. Verbesserungsvorschläge für zukünftige Messungen mit vergleichbarem Ziel erarbeitet:

- Der Ringraum, welcher erforderlich ist, um die horizontal ausgerichteten Kraftmesszellen am Zugglied des Mikropfahls anzubringen, erfordert eine nachträgliche Verfüllung. Diese ist mit einer großen Unschärfe in Hinblick auf die gemessenen Ergebnisse behaftet. Neben den Auswirkungen einer möglichen Verdichtung wird angestrebt, die Steifigkeit bzw. das Verhalten des natürlichen umliegenden Bodens künftig zweckmäßiger zu berücksichtigen.

- Durch die Anbringung der Messtechnik im Kopfbereich bzw. die erforderliche Ankopplung dieser an den Untergrund kann es zu ungewünschten Verfälschungen bzw. Beeinflussungen der Messergebnisse kommen. Diese sind zum einen durch die oben angeführte Verwendung einer Ringspaltverfüllung gegeben, zum anderen durch das Fehlen des Verpresskörpers in diesem Bereich. Vor allem Letzteres kann bei Vergleich mit klassischen Prüfungen zu erheblichen Unterschieden in Tragfähigkeit und auch dem Verformungsverhalten führen.
- Auf Grund der Anbringung der Messeinrichtung durch eine Muffenverbindung kann eine Beeinflussung der Messungen gegeben sein. Einerseits liegt hieraus folgend ein Unterschied in der Steifigkeit des Traggliedes (Schlupf an der Kopplung, Querschnittsänderung) vor. Andererseits stellt eine Muffe eine Unstetigkeit des Traggliedes dar, woraus folgend sich eventuelle Beeinflussungen der Tragfähigkeit (z.B. Auflastgenerierung an der Oberkante) sowie größere Interaktionsflächen mit dem Untergrund ergeben.

Einer der maßgebenden Aspekte, welcher künftig bei der Durchführung und Auslegung derartiger Versuchsreihen Beachtung finden sollte, ist die geometriebedingte übermäßige Schubbeanspruchung im Bereich der horizontalen Kraftmesseinrichtung. Dabei können unerwünschte Messeffekte entstehen, zudem kann bei einer etwaigen – im Regelfall nicht zu vermeidenden – Schiefstellung der Prüfeinrichtung und des Traggliedes eine Über- bzw. Unterschätzung der Messergebnisse und damit des Tragverhaltens nicht ausgeschlossen werden.

Zudem zeigte sich im Zuge der Versuchsdurchführung, dass einer der Messhorizonte im Zuge der Installation bzw. während des Einbauvorgangs beschädigt wurde und daher keine Messwerte generiert werden konnten. Im Zuge der Deinstallation des Probepfahles konnten keine äußeren Beschädigungen festgestellt werden, jedoch zeigte eine Referenzmessung unter Laborbedingungen, dass eine Beschädigung der Kabelverbindung, welche wahrscheinlich zufolge der Kraftaufbringung von Statten ging, vorlag.

3 Duktilpfahlprüfung Wien

Um Grundlagen für eine möglichste effiziente, wirtschaftliche und nachhaltige Bemessung der Gründungsmaßnahmen zu schaffen, wurden an einem Standort südlich von Wien Probelastungen mit dem Pile HAY-Proof-System® an einer Reihe von mantelverpressten

Duktilpfählen durchgeführt. Der Untergrund des Standortes kann als Wechsellagerungen von Schluffen und Sanden mit unterschiedlichen Mächtigkeiten und Ausprägungen beschrieben werden, welche oberflächennahe bis in eine Tiefe von ca. 3,50 m durch eine Anschüttung in Form von feinkörnigen Bestandteilen in unterschiedlichen Lagerungsdichten überlagert sind.

Zur Erfassung der Interaktion zwischen Duktilpfahl und Untergrund wurde eine, dem Aufbau in 2.1 ähnliche Versuchstechnik verwendet. Im Gegensatz zu den Versuchen an den Mikropfählen bestand diese jedoch aus einer kleineren Kraftmesszelle. Diese wurden auf drei Grundplatten mittels Rohrschellen an das vom Verpresskörper befreite Duktilrohr montiert. Vor der Montage der Kraftmesszellen wurde der Pfahl bis in eine Tiefe von 2,00 m freigelegt. Die Installation der Messtechnik erfolgte innerhalb eines Verbaues (siehe Abbildung 8).

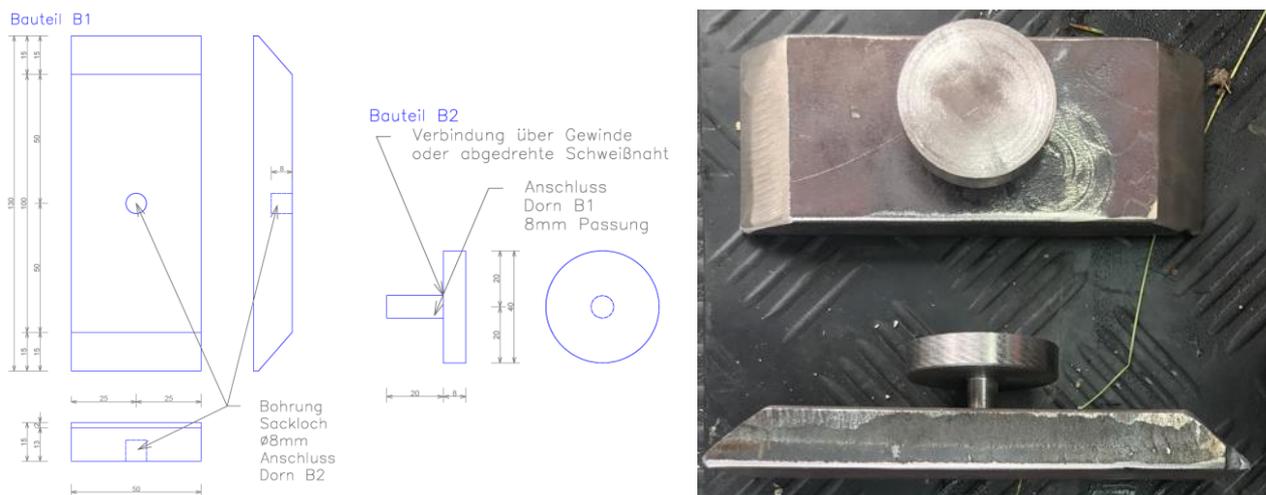


Abbildung 7: Ansicht der Messtechnischen Ausrüstung von Installation an den Pfahl

Die verwendete Messeinrichtung bestand je Grundplatte aus einer Ringkraftmesszelle welche mittels eines Dornes an der Grundplatte befestigt und somit lagegesichert wurde. Dieser Dorn war mit einer Lasteinleitungsplatte verbunden und wurde lediglich in eine Sackbohrung innerhalb der Grundplatte eingeschoben, um eine freie Verschiebung dieser entlang der Messrichtung der Kraftmesszelle zu ermöglichen.

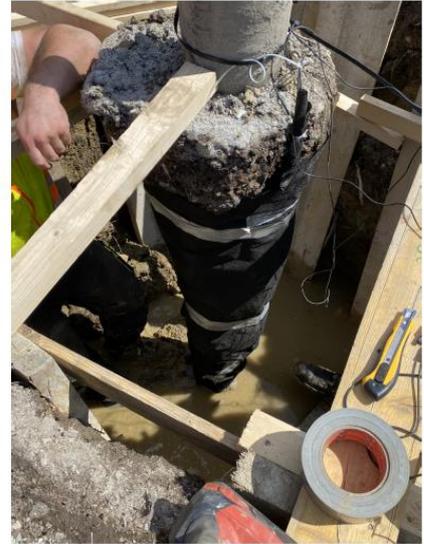
Um eine Lagesicherung während der Hinterfüllung des Verbaues sowie einen Schutz der Messeinrichtungen vorzunehmen wurden diese mit Klebeband sowie einer Plastikfolie ummantelt.



(a) Anbringen der Grundplatten mit zwei Schellen



(b) Einbau der Kraftmessdosen an die Grundplatten



(c) Fertiger Pfahl mit Vlies umwickelt



Lasteinleitung
Ringkraftmesszelle
Rohrschelle
Grundplatte
Duktilpfahl

Abbildung 8: Anbringung der Messeinrichtungen zur Erfassung der horizontalen Einwirkungen auf einen Duktilpfahl

3.1 Prüfaufbau und Versuchsdurchführung

Die Kraftmesseinrichtungen wurden in drei Richtungen in einer Tiefe von 1,40 m unter Geländeoberkante angebracht. Die drei Richtungen sind dabei entlang der Achse des Prüfaufbaues (1 und 3) und orthogonal zu dieser (2) angeordnet, um bei der Messung die dreidimensionale Ausbreitung der Widerlagerreaktionen erfassen zu können.



Abbildung 9: Versuchsaufbau des Prüfpfahles inklusive Messeinrichtungen

Neben der Erfassung der horizontalen Reaktionskräfte auf den Prüfpfahl zufolge der seitlichen Widerlagerkonstruktion und den klassischen Messungen der aufbrachten Kräfte sowie der daraus resultierenden Verformungen wurde zudem eine Wegmessbrücke angebracht, um mögliche Hebungen der Geländeoberkante im Kopfbereich erfassen zu können.

3.2 Ergebnisse der Untersuchungen

Die Ergebnisse der Pfahlprobelastungen sind in Abbildung 10 dargestellt. Diese enthalten neben der ersten Belastungsstufe auch eine zusätzliche Ent- und Wiederbelastungsstufe, welche im Zuge der Versuchsdurchführung vorgenommen wurde. Ebenso wie bei der in Kapitel 2 beschriebenen Instrumentierung eines Mikropfahles wurde auch hier eine der installierten Kraftmesszellen beschädigt, weshalb die Messergebnisse dieser nicht verwendet werden konnten.

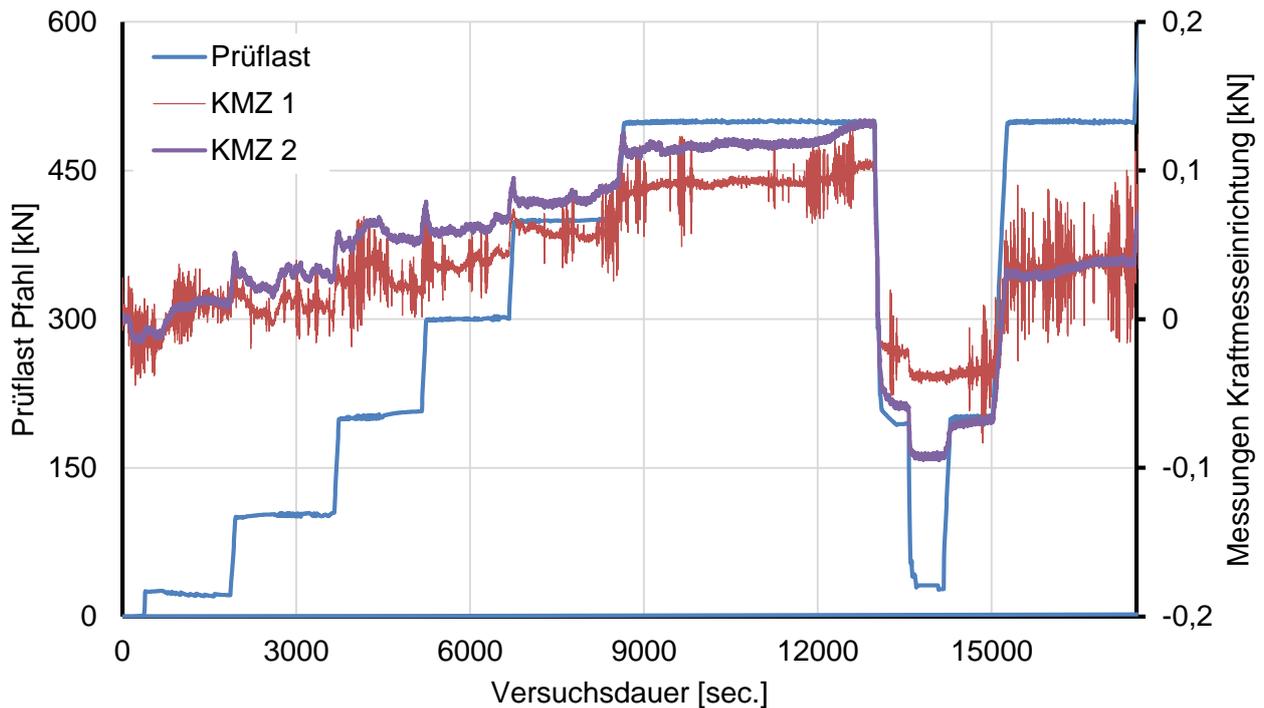


Abbildung 10: Ausschnitt aus den Messergebnissen der Probelastungen

Gleich wie bei den in Kapitel 2.2 angeführten Versuchsergebnissen zeigen diese Versuche ebenfalls, dass ein erfassbarer Zusammenhang zwischen der aufgetragenen Prüflast und einer Interaktion zwischen dem Prüfaufbau und dem Prüfpfahl besteht. Auffällig ist hier jedoch, dass zum einen negative Messwerte vorliegen und dass zudem zwischen den beiden 90 Grad zueinander angeordneten Kraftmesszellen (KMZ1 in Richtung des Widerlagers, KMZ2 orthogonal auf den Prüfaufbau) sowohl in der Größenordnung, als auch bei der Reproduktion der Prüflastaufbringung kaum Unterschiede entstehen.

Das Entstehen der negativen Messwerte kann durch eine bedingte „Vorspannung“ der Kraftmesseinrichtung, in Form einer vor Messbeginn angetroffenen Druckspannung, welche auf die Lasteinleitungsfläche wirkt und durch die Verdichtung des Hinterfüllungskörpers generiert wurde, erklärt werden. Für die geringen Unterschiede zwischen den beiden Messrichtungen kann an dieser Stelle jedoch noch keine Erklärung gegeben werden. Es sei lediglich angemerkt, dass die Auflagerpunkte des Prüfaufbaues – in Form einer Einzelfundamentes – deutlich über den Durchmesser des Duktilpfahles hinausgingen und dass diese, wie in Abbildung 9 dargestellt, durch eine Lastverteilungseinrichtung entsprechend gleichmäßig beansprucht wurden.

3.3 Anmerkungen zu den Untersuchungsergebnissen und der Versuchsdurchführung

Ebenso wie bei den in Kapitel 2.3 angeführten Mikropfahlprüfungen liegen auch bei den hier durchgeführten Versuchsreihen and Duktilpfählen entsprechende Randbedingungen vor, welche die Durchführung aber auch die Interpretation der Messergebnisse beeinflussen. Neben den bereits angeführten Punkten sind hier folgende Punkte in Erscheinung getreten:

- Mögliche Beeinflussung der Messtechnik und der Messergebnisse durch das Vorliegen eines schwankenden Grundwasserspiegels auf Höhe der Messquerschnitte.
- Höhere zu erwartende Belastungen sowie größere vertikale Verformungen des Prüfaufbaues und daraus folgende Auswirkungen auf das Messsystem.
- Fehlende vertikale Sicherung des Messsystems, durch einen fehlenden kraftschlüssigen Anschluss der Messplattformen an das Duktilrohr.

4 Numerische Nachrechnungen von Pfahlprüfungen

Die in den Kapiteln 2 und 3 dargestellten Versuchsreihen wurden im Nachgang numerisch untersucht. Ausgewählte Messergebnisse wurden dabei zur Modellkalibration verwendet. Für eine detaillierte Beschreibung der Modellierung und Berechnungsergebnisse wird auf Granitzer et al. (2022, 2024) und Böhm (2023) verwiesen.

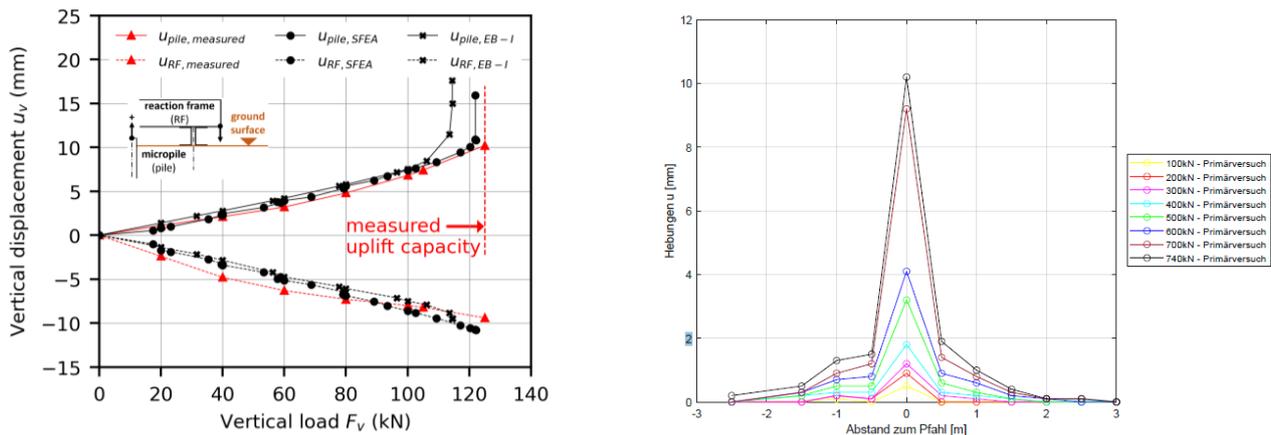


Abbildung 11: Numerische Untersuchungen zu den statischen axialen Pfahlprüfungen – links: Vergleich des gemessenen und berechneten Last-Verformungsverhaltens des instrumentierten Mikropfahls (Granitzer, 2022); rechts: gemessene Bodenhebungen quer zur Hauptträgerlängsrichtung in Abhängigkeit der Prüflast (Böhm, 2023)

Es zeigt sich, dass unter Anwendung kalibrierter numerischer Modelle eine zutreffende Abbildung des Prüfvorgangs möglich ist. Abbildung 11 links zeigt beispielsweise, dass die gemessenen und berechneten Last-Verformungszusammenhänge eine bemerkenswerte Übereinstimmung aufweisen. Weiters können mit derartigen Untersuchungen auch Verformungen des anstehenden Untergrunds untersucht werden, welche zum einen in der Versuchsplanung Einzug finden können und zum anderen eine Validierungsmöglichkeit in Bezug auf die Güte des Modells liefern.

5 Zusammenfassung & Ausblick

Nachfolgend wird eine Zusammenfassung der einzelnen Kapitel des Beitrags gegeben, welcher sich zum einen auf die Prüfaufbauten und Untersuchungen von zwei Feldversuchen an Prüfpfählen konzentriert, und zum anderen einen Einblick in numerische Rückrechnungen zur detaillierten Erfassung der Interaktion zwischen Reaktionssystem und Prüfpfahl im Zuge der Versuchsdurchführung gibt. Zudem wird, basierend auf den bisherigen Erkenntnissen aus den hier beschriebenen Feldversuchen, das Potenzial der durchgeführten Messungen zur Erfassung der Interaktion zwischen Prüfpfahl und Reaktionssystem diskutiert. Dies umfasst auch die Auflistung weiterführender Schritte, um künftig belastbare und in der Bemessung anwendbare Empfehlungen zu liefern.

5.1 Prüfaufbauten und Untersuchungen

Wie die Darstellungen zu den beiden Prüfaufbauten zeigen, sind diese im Regelfall mit einer entsprechenden Auslegung und Dimensionierung verbunden, um beispielsweise erhebliche bzw. ungleichmäßige Setzungen der Auflagerpunkte des Prüfaufbaues aber auch Verformungen der Auflagerbauteile zu minimieren. Eine Verringerung des Auflagerabstandes – welcher beispielsweise durch die in diesem Beitrag dargestellten Versuche und numerischen Untersuchungen begründbar wäre – könnte eine wirtschaftlichere und einfacher umzusetzende Versuchsdurchführung ermöglichen.

Auch kann mit neuen und innovativen Mess- und Untersuchungsmethoden, wie beispielsweise dem HAY Proof-System[®] oder auch einer dynamischen Mikropfahlprüfung (Kainz, 2021; Steuer & Adam, 2012 & Hübner, 2019), eine Verbesserung im Prozess der Pfahlprüfung geschaffen werden.

5.2 Gegenüberstellung Numerik versus Versuchstechnik

Generell bietet die numerische Geotechnik in Zusammenhang mit geotechnischen Prüfungen und Belastungsversuchen leistungsfähige Tools, um detaillierte Aufschlüsse über das Interaktionsverhalten zwischen Reaktionssystem und Prüfpfahl im Zuge der Versuchsdurchführung zu erhalten. Neben der Validierung der Ergebnisse ist vor allem die Möglichkeit der Durchführung von Parameterstudien und Sensitivitätsanalysen anzuführen, welche einen entsprechenden Mehrwert schaffen können. Im Zusammenhang mit der Prüfung von Mikropfählen und Duktulpfählen kann hier, wie durch Granitzer et al. (2022, 2024) oder Henke (2021) gezeigt, eine experimentelle Referenzlösung geschaffen werden, auf Basis welcher unterschiedliche Faktoren eingehender und effizient untersucht werden können.

5.3 Verbesserungspotenziale und Ausblick

Die Messungen bzw. die Interpretation der Messergebnisse zeigen, dass mit den hier vorgestellten Versuchen Einschränkungen verbunden sind. Diese reichen von der Installation über die Erfassung der erforderlichen Daten während der Versuchsdurchführung bis hin zur eindeutigen und sinnvollen Interpretation der Messergebnisse:

- Nachvollziehbare und reproduzierbare bzw. umfassende Abbildung von Installationsprozessen sowohl für Mikropfähle als auch Verdrängungspfähle und hieraus resultierenden Effekten auf die Tragfähigkeit
- Sicherstellen einer direkten Interaktion zwischen den zu prüfenden Elementen und dem Untergrund
- Sicherstellung eines entsprechenden Schutzes der Messeinrichtungen im Zuge der Herstellung, Installation und Versuchsdurchführung
- Erfassung der Widerlagerreaktionen in unterschiedlichen Tiefenstufen
- Vollflächige Erfassung der Pfahl-Untergrund-Widerlagerinteraktion über die gesamte Pfahlänge bzw. maßgebenden Beeinflussungsbereiche
- Erfassung möglicher Einflüsse zufolge Unstetigkeiten aus der Installation der messtechnischen Elemente und aus einer möglichen, sich einstellenden Querbelastung der Messeinrichtungen

Mit der Lösung bzw. Umsetzung der oben angeführten Punkte wird künftig beabsichtigt, eine umfassendere Darstellung des Widerlagereinflusses auf das gemessene Verhalten der Prüfpfähle – vor allem bei auf Zug beanspruchten Pfählen – zu ermöglichen. Neben dem wissenschaftlichen Beitrag zum besseren Verständnis des Interaktionsverhalten sollen darauf aufbauend belastbare Empfehlungen für die Prüfung vergleichbarer geotechnischer Elemente abgeleitet werden.

Literatur

Böhm, C.: Numerische Untersuchung des Einflusses der Widerlager bei der Zugprobelastung auf die Mantelreibung von Duktülpfählen in unterschiedlichen Böden, *Diplomarbeit. Wien: TU Wien, 2023*

DAT: Endbericht Forschungsprojekt DAT - Dauerhaftigkeit in der Ankertechnik, *Graz: Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, 2021*

Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT); Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ – EA-P, 2. Auflage, 2012

Granitzer, A.-N., Rebhan, M.J. und Tschuchnigg, F.: „Influence of Reaction System on Uplift Behaviour of Micropiles Subjected to Static Pullout“. In: *Proceedings on the 11th International Symposium Field Monitoring in Geomechanics*, London, 2022

Granitzer A.-N., Rebhan, M.J., Hayden, M und Tschuchnigg, F.: „Insight into interaction effects between reaction systems and test piles during static load tests“. In: *Proceedings of the 5th ECPMG 2024, Delft, 2024 (under review)*.

Hayden, M.; Kirchmaier, T.; Pile HAY-Proof System (Pile H-P-S) – Neuartiges System für statische Probelastungen an schlanken Pfählen. *Beiträge zum 25. Christian Veder Kolloquium, Technische Universität Graz, 2010*

Henke. S.: Numerische Untersuchungen zum Einfluss von Reaktionspfählen auf statische Pfahlprobelastungen. In: *Geotechnik 44.1*, S. 14–23, 2021

Hübner, E.: Neue Methode zur Prüfung von Mikropfählen, *Darmstadt: Technische Universität Darmstadt, 2019*

Kainz, F.: Impulsartige Prüfmethode für nicht vorgespannte Zugelemente, *Diplomarbeit*. Graz: TU Graz, 2021

Monsberger et al.: Faseroptische Instrumentierung und Deformationsmessung eines duktilen Rammpfahls, *Messen in der Geotechnik*, Braunschweig, 2016

Monsberger et al.: Distributed fiber optic sensing along driven ductile piles: Design, sensor installation and monitoring benefits. *Journal of Civil Structural Health Monitoring* 10 (4): 2020, 627-637; doi: 10.1007/s13349-020-00406-3

ÖNORM EN 12699:2015 09 01: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verdrängungspfähle. Deutsch. Wien: Austrian Standards, Sep. 2015

ÖNORM EN 14199: Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Mikropfähle, Wien: Austrian Standards Institute, 2015

ONR 24810: Technischer Steinschlagschutz, Wien: Austrian Standards Institute, 2020

Ostermayer H.: Verpressanker. *Grundbau-Taschenbuch*, Teil 2, 6. Auflage, Kap. 2.5., Berlin: Ernst & Sohn, 2001

Radinger, S.: Studie zur Abnahmeprüfung von Mikropfählen, *Masterprojekt*, Graz: Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, 2021

Schenk, W.: Der Rammpfahl. Berlin: Wilhelm Ernst & Sohn, 1951

Steurer, A. & Adam, D.: Statische und dynamische Pfahlprobelastungen zur Ermittlung der äußeren Tragfähigkeit von Holzpfählen, *Wien: Technische Universität Wien*, 2012

Autoren

Dipl.- Ing. Martin Hayden

martin.hayden@keller.com

Keller Grundbau Ges.m.b.H.

www.keller.com

Guglgasse 15, BT4a / 3. OG, 1110 Wien

Mobil: +43 664 8196304

Dipl.- Dipl.- Ing. Dr.techn. Matthias J. Rebhan, BSc. BM

rebhan@tugraz.at

Dipl.- Dipl.- Ing. Andreas-Nizar Granitzer, BSc.

andreas-nizar.granitzer@tugraz.at

Assoc. Prof. Dipl. Ing. Dr.techn. Franz Tschuchnigg

franz.tschuchnigg@tugraz.at

Univ. Prof. Dipl.- Ing. Dr.techn. Roman Marte

roman.marte@tugraz.at

Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik

Technische Universität Graz

www.soil.tugraz.at

Rechbauerstraße 12, 8010 Graz, Österreich

Tel.: 0043 316 873 6231

Dipl.-Ing. Adrian T. Brunner, BSc

adrian.brunner@tuwien.ac.at

Dipl.-Ing. Christoph Böhm, BSc

e11776799@student.tuwien.ac.at

Univ.Prof. Dipl.-Ing. Dr.techn. Dietmar Adam

dietmar.adam@tuwien.ac.at

Institut für Geotechnik

Technische Universität Wien

<https://www.tuwien.at/cee/geotechnik/igb>

Karlsplatz 13, 1040 Wien, Österreich

Tel.: 0043 1 58801 20101

*Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Geomechanik und Geotechnik
(vormals Grundbau und Bodenmechanik)*

**Die meisten Hefte können kostenfrei
auf unserer Homepage www.IGG-TUBS.de
als PDF heruntergeladen werden!**

- | | | |
|--------|------------------------------|---|
| Nr. 1 | Scheffler, E. | Die abgesteifte Baugrube berechnet mit nichtlinearen Stoffgesetzen für Wand und Boden , Dissertation, 1976 |
| Nr. 2 | Frank, H. | Formänderungsverhalten von Bewehrter Erde – untersucht mit Finiten Elementen , Dissertation, 1978 |
| Nr. 3 | Schnell, W. | Spannungen und Verformungen bei Fangedämmen
Dissertation, 1979 |
| Nr. 4 | Ruppert, F.-R. | Bodenmechanische Eigenschaften der Lauenburger Serie - Ein Beispiel für Statistik in der Bodenmechanik
Dissertation, 1980 |
| Nr. 5 | Schuppener, B. | Porenwasserüberdrücke im Sand unter Wellenbelastung auf Offshore-Bauwerken , Dissertation, 1981 |
| Nr. 6 | Wolff, F. | Spannungen und Verformungen bei Asphaltstraßen mit ungebundenen Tragschichten , Dissertation, 1981 |
| Nr. 7 | Bätcke, W. | Tragfähigkeit gedrungener Körper im geneigten Halbraum
Dissertation, 1982 |
| Nr. 8 | Meseck, H.
Schnell, W. | Dichtungswände und -sohlen , 1982 |
| Nr. 9 | Simons, H.
Ruppert, F.-R. | Entwicklung geeigneter Verfahren zum Messen der physikalischen Eigenschaften von Bentonit-suspensionen auf Baustellen , 1982 |
| Nr. 10 | Beckmann, U. | Einflußgrößen für den Einsatz von Tunnelbohrmaschinen
Dissertation, 1982 |
| Nr. 11 | Papakyriakopoulos | Verhalten von Erd- und Steinschüttdämmen unter Erdbeben , Dissertation, 1983 |
| Nr. 12 | Sondermann, W. | Spannungen und Verformungen bei Bewehrter Erde
Dissertation, 1983 |
| Nr. 13 | Meseck, H. | Sonderheft zum 10-jährigen Bestehen des Instituts
1984 |

- Nr. 14 Raabe, W. **Spannungs-Verformungsverhalten überkonsolidierter Tone und dessen Abhängigkeit von ingenieurgeologischen Merkmalen**, Dissertation, 1984
- Nr. 15 Fruchtenicht, H. **Zum Verhalten nichtbindigen Bodens bei Baugruben mit Schlitzwänden**, Dissertation, 1984
- Nr. 16 Knüpfer, J.
Meseck, H. **Schildvortrieb bei flüssigkeitsgestützter Ortsbrust** 1984
- Nr. 17 N.N. **Ablagerung umweltbelastender Stoffe**
Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. Februar 1985
- Nr. 18 Simons, H.
Reuter, E. **Entwicklung von Prüfverfahren und Regeln zur Herstellung von Deponieabdichtungen aus Ton zum Schutz des Grundwassers**, 1985
- Nr. 19 Meseck, H. **Dynamische Pfahltests** - Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 1985
- Nr. 20 Meseck, H. **Abdichten von Deponien, Altlasten und kontaminierten Standorten** - Fachseminar in Braunschweig am 6. und 7. November 1986
- Nr. 21 Balthaus, H. **Zur Bestimmung der Tragfähigkeit von Pfählen mit dynamischen Pfahlprüfmethoden**, Dissertation, 1986
- Nr. 22 Kayser, R.
Meseck, H.
Rösch, A., Hermanns, R. **Untersuchungen zur Deponierung von Braunkohlenaschen**, 1986
- Nr. 23 Meseck, H. **Dichtwände und Dichtsohlen**
Fachseminar in Braunschweig am 2. und 3. Juni 1987
- Nr. 24 Krause, Th. **Schildvortrieb mit erd- und flüssigkeitsgestützter Ortsbrust**, Dissertation, 1987
- Nr. 25 Meseck, H. **Mechanische Eigenschaften mineralischer Dichtwandmassen**, Dissertation, 1987
- Nr. 26 Reuter, E. **Durchlässigkeitsverhalten von Tonen gegenüber anorganischen und organischen Säuren**
Dissertation, 1988
- Nr. 27 Wichert, H.-W. **Der Einfluß der Alterung auf die Tragfähigkeit historischer Spick-Pfahl-Gründungen**, Dissertation, 1988
- Nr. 28 Geil, M. **Untersuchungen der physikalischen und chemischen Eigenschaften von Bentonit-Zement-Suspensionen im frischen und erhärteten Zustand**, Dissertation, 1989

- Nr. 29 Kruse, T. **Standsicherheit von Kombinationsabdichtungen auf Deponieböschungen**, Dissertation, 1989
- Nr. 30 Rodatz, W. **Sonderheft zum 15jährigen Bestehen des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik**, 1989
- Nr. 31 Rodatz, W.
Beckefeld, P.
Sehrbrock, U. **Standsicherheiten im Deponiebau / Schadstoffeinbindung durch Verfestigung von Abfällen**
- Fachseminar in Braunschweig am 19. u. 20. März 1990
- Nr. 32 Knüpfer, J. **Schnellverfahren für die Güteüberwachung mineralischer Deponiebasisabdichtungen**, Dissertation, 1990
- Nr. 33 Beckefeld, P. **Schadstoffaustrag aus abgebundenen Reststoffen der Rauchgasreinigung von Kraftwerken**
- Entwicklung eines Testverfahrens, Dissertation, 1991
- Nr. 34 He, G. **Standsicherheitsberechnungen von Böschungen**
Dissertation, 1991
- Nr. 35 Rodatz, W.
Sehrbrock, U. **Probenentnahme bei der Erkundung von Verdachtsflächen (Altlasten)**
Fachseminar in Braunschweig am 13. September 1991
- Nr. 36 Kahl, M. **Primär- und Sekundärspannungszustände in über konsolidiertem Ton - Am Beispiel eines im Hamburger Glimmerton aufgefahrenen Tiefdükers**, Diss., 1991
- Nr. 37 Rodatz, W.
Hemker, O.
Voigt, Th. **Standsicherheiten im Deponiebau**
Fachseminar in Braunschweig am 30. und 31. März 1992
- Nr. 38 Rodatz, W.
Meier, K. **Dynamische Pfahltests**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Januar 1991
- Nr. 39 Rösch, A. **Die Bestimmung der hydraulischen Leitfähigkeit im Gelände - Entwicklung von Meßsystemen und Vergleich verschiedener Auswerteverfahren**, Diss., 1992
- Nr. 40 Sehrbrock, U. **Prüfung von Schutzlagen für Deponieabdichtungen aus Kunststoff**, Dissertation, 1993
- Nr. 41 Rodatz, W.
Hartung, M.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1993**
Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. März 1993
- Nr. 42 Gattermann, J.
Hartung, M. **IGB-TUBS Lexikon** - Sammlung ca. 5500 geotechnischer Ausdrücke in Deutsch, Englisch, Französisch und Spanisch zusammengestellt in 4 Bänden, 4. überarbeitete Auflage 2002

- Nr. 43 Rodatz, W.
Hemker, O.
Horst, M., Kayser, J. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme im Deponie- und Dichtwandbau -**
Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994
- Nr. 44 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1994**
Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
- Nr. 45 Hartung, M. **Einflüsse der Herstellung auf die Pfahltragfähigkeit in Sand**
Dissertation, 1994
- Nr. 46 Hemker, O. **Zerstörungsfreie Meßverfahren zur Qualitätsprüfung mineralischer Dichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 47 Voigt, Th. **Frosteinwirkung auf mineralische Deponieabdichtungen**, Dissertation, 1994
- Nr. 48 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1995**
Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-Dichtwandmassen**, Dissertation, 1995
- Nr. 50 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Wienholz, B. **Messen in der Geotechnik 1996**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
- Nr. 51 Rodatz, W.
Knoll, A. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwandbauweise hergestellte Kaimauer**, Dissertation, 1996
- Nr. 53 Rodatz, W.
Ernst, U.
Wienholz, B. **Pfahl-Symposium 1997**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitätssicherung mineralischer Abdichtungen**, Dissertation, 1997
- Nr. 55 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Stahlhut, O. **Messen in der Geotechnik 1998**
Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
- Nr. 56 Rodatz, W.
Bachmann, M.
Rosenberg, M. **Deponieseminar 1998 - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau**
Fachseminar in Braunschweig am 12. und 13. März 1998

- Nr. 57 Wienholz, B. **Tragfähigkeit von Verdrängungspfählen in Sand in Abhängigkeit von der Einbringung**, Dissertation, 1998
- Nr. 58 Bachmann, M. **Bodenverformung infolge Wassergehaltsänderungen als Schadensursache bei Bauwerken auf Ton -- Untersuchungen an historischen Bauwerken im südöstlichen Niedersachsen**, Dissertation, 1998
- Nr. 59 Gattermann, J. **Interpretation von geotechnischen Messungen an Kaimauern in einem Tidehafen**, Dissertation, 1998
- Nr. 60 Rodatz, W.
Ernst, U.
Huch, T., Kirsch, F. **Pfahl-Symposium 1999**
Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Februar 1999
- Nr. 61 Knoll, A. **Prognosemodelle für Setzungen des Untergrundes norddeutscher Haldendeponien**, Dissertation, 1999
- Nr. 62 Rodatz, W.
Gattermann, J.
Pläßmann, B. **Messen in der Geotechnik 2000**
Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2000
- Nr. 63 Rodatz, W.
Rosenberg, M.
Schulz, Th. **9. Braunschweiger Deponieseminar 2000**
Vertikale und horizontale Abdichtungssysteme
Fachseminar in Braunschweig am 16. und 17. März 2000
- Nr. 64 Stahlhut, O. **Belastung einer Kaimauer durch wechselnde Wasserstände infolge Tide**, Dissertation, 2000
- Nr. 65 Rodatz, W.
Huch, T.
Kirsch, F., Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2001**
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2001
- Nr. 66 Ernst, U. **Schadensursachen bei der Herstellung von Bohrpfählen im Grundwasser**, Dissertation, 2000
- Nr. 67 Pläßmann, B. **Zur Optimierung der Messtechnik und der Auswertemethoden bei Pfahlintegritätsprüfungen**, Dissertation, 2001
- Nr. 68 Gattermann, J.
Bergs, T.
Witte, M. **Messen in der Geotechnik 2002**
Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2002
- Nr. 69 Rosenberg, M.
Bergs, T.
Scholz, C. **10. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2002 - Qualitätssicherung und Innovation**
Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. März 2002
- Nr. 70 Schulz, T. **Einfluss von in situ-Randbedingungen auf die Feststoffeigenschaften von Dichtwandmassen**, Dissertation, 2002

- Nr. 71 Stahlmann, J.
 Fritsch, M.
 Kirsch, F.; Schallert, M. **Pfahl-Symposium 2003**
 Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
- Nr. 72 Vittinghoff, T. **Analyse des Langzeitverhaltens einer Spundwandkonstruktion
in einem überkonsolidierten Ton**, Dissertation, 2002
- Nr. 73 Witte, M. **Veränderung des Festigkeits- und Verformungsverhaltens bei
bindigen Böden aufgrund von Porenwasserspannungen**
Dissertation, 2003
- Nr. 74 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M.
 Nendza, M. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**
 Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag-
verhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M. **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB·TUBS**
 Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
- Nr. 77 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2004**
 Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
- Nr. 78 Bergs, T. **Untersuchungen zum Verformungs- und Lastabtragungs-
verhalten einer Kaikonstruktion**, Dissertation, 2004
- Nr. 79 Scholz, C. **Integrität von Einphasen-Dichtwänden - Untersuchungen
zum rheologischen und mechanisch-hydraulischen Verhalten
faserbewehrter Einphasen-Dichtwandmassen**
Dissertation, 2004
- Nr. 80 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M. **Pfahl-Symposium 2005**
 Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen
Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**
Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Kuhn, C. **Messen in der Geotechnik 2006**
 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
- Nr. 83 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**
 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

- Nr. 84 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fritsch, M.; Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2007**
 Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
- Nr. 85 Kluge, K. **Soil Liquefaction around Offshore Pile Foundations**
 – **Scale Model Investigations**, Dissertation, 2007
- Nr. 86 Fritsch, M. **Zur Modellbildung der Wellenausbreitung in**
 dynamisch belasteten Pfählen, Dissertation, 2008
- Nr. 87 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2008**
 Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
- Nr. 88 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Fischer, J. **Pfahl-Symposium 2009**
 Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
- Nr. 89 Schmitt, J. **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges**
 beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild
 Dissertation, 2009
- Nr. 90 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2009**
 Fachseminar in Braunschweig am 15. und 16. Oktober 2009
- Nr. 91 Kimme, N. **Prefailure Behaviour of Rock at Rockburst Hazard Areas**
 – **Laboratory Investigations on Microacoustic Emissions**
 Dissertation, 2009
- Nr. 92 Stahlmann, J.
 Gattermann, J.
 Bruns, B. **Messen in der Geotechnik 2010**
 Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
- Nr. 93 Schallert, M. **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung**
 der Struktur von Betonpfählen, Dissertation, 2010
- Nr. 94 Stahlmann, J.
 Fischer, J.
 Zahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2011**
 Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
- Nr. 95 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2011**
 Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96 Stahlmann, J.
 Zahlmann, J.
 Sychla, H. **Pfahl-Symposium 2013**
 Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
- Nr. 97 Stahlmann, J.
 Rosenberg, M. **Stahl im Wasserbau 2013**
 Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013

Messen in der Geotechnik 2024



**Technische Universität Braunschweig
Institut für Geomechanik und Geotechnik**

www.IGG-TUBS.de

ISBN - Nr: 978-3-948141-08-0

DOI-Nr.: <https://doi.org/10.24355/dbbs.084-202402201300-1>