

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 104



Messen in der Geotechnik 2018

Fachseminar: 22./23. Februar 2018

Organisation:

Nils Hinzmann, M.Sc.
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein

Braunschweig 2018

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

Eigenverlag: Institut für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Beethovenstraße 51 b · 38106 Braunschweig
Telefon : (0531) 391- 62000
Fax : (0531) 391- 62040
E-Mail : igb@tu-bs.de
Internet : www.igb-tubs.de
ISBN : 3-927 610-96-8

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

Mitteilung des Instituts
für Grundbau und Bodenmechanik
Technische Universität Braunschweig
Heft Nr. 104



Messen in der Geotechnik 2018

Fachseminar: 22./23. Februar 2018

Organisation:

Nils Hinzmann, M.Sc.
Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein

Braunschweig 2018

VORWORT

Das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) veranstaltet mit dieser Tagung zum zwölften Mal das Fachseminar *Messen in der Geotechnik*. 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.

Die diesjährigen Beiträge zu aktuellen Themen aus den Bereichen der Weiterentwicklung von Messgebern, hier ist besonders die Entwicklung und der Einsatz faseroptischer Sensoren hervorzuheben, und dem erfolgreichen Einsatz der Messtechnik zur Beantwortung vielfältiger geotechnischer 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 Nils Hinzmann, M.Sc., Dipl.-Wirtsch.-Ing. Philipp Stein und Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann. 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 Fachausstellung, ich würde mich 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 2018


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

Inhaltsverzeichnis

Tiefe Baugrube im innerstädtischen Bereich – messtechnische Anforderungen und Umsetzung T. Hamann, T. Garbers, D. Schau, C. Schwanz, S. Meißner, B. Cronen	1
Neue Ansätze zur Zustandsbewertung bestehender Stützbauwerke basierend auf 3D-Modellen aus dynamischem Laserscanning S. Kalenjuk, W. Lienhart, M. Rebhan, R. Marte	15
Reference Pressure Cell An effective solution for a challenging matter in soil mechanics F. Karimi, J. Schneider-Glötzl	37
Monitoring als Entscheidungsgrundlage für die Rechtfertigung über die Rückholung/ Endlagerung von hochradioaktiven Abfällen V. Mintzlauff, P. Leon Vargas, I. Epkenhans, J. Stahlmann	55
Drei-dimensionale Simulation des im Felslabor Mont Terri (Schweiz) durchgeführten HE-E Erhitze-Experiments L. Friedenber, K. Wiczorek, O. Czaikowski	75
Der Einsatz faseroptischer Temperaturmesstechnik bei Bodenvereisungen – Ergebnisse und Erfahrungen aus dem Projekt Neubau Albulatunnel II C. Perl	89
Das geordnete Temperaturchaos LAS und TAS an den BV Pergamonmuseum und U5 Berlin C. Leible, C. Backes	107
Messtechnische Herausforderungen bei der Bestimmung von Zugkräften für die Rückverankerung einer Unterwasserbetonsohle N. Hinzmann, J. Gattermann	117
Hochdynamische Versuche zur Bestimmung des Kompressionsverhaltens von Böden bei mittleren und hohen Verzerrungsraten J. Zimbelmann	145
A small volume calibration chamber for cone penetration tests under simulated field conditions F.T. Stähler, M. Goodarzi, S. Kreiter, D. Al-Sammarraie, M. Fleischer, T. Stanski, B.Ossig, T. Mörz	171
Fiberoptic Strain Measurements for Levy Monitoring: An FBG based system for thousands of sensing points J. Singer, D. Karabacak, M. Ozmen	183
Erste Erkenntnisse zur dynamischen Pfahlprobelastung an einem FRANKI-Pfahl NG® unter Verwendung faseroptischer Sensorketten A. Kindler, K. Nycz, A. Lich, S. Großwig, J. Glötzl	191

Project in Spain helped by Rapid Load Testing R. van Dorp, M. Bielefeld	211
Grenzen und Möglichkeiten der Realisierung von Spezialtiefbaumaßnahmen in unmittelbarer Nähe des Pergamonaltars J. A. Patron, R. Keller	231
Instrumentierung, Durchführung und geotechnische Begleitung von statischen Pfahlprobelastungen für den Neubau eines Öl- und Gasterminals in Baku, Aserbaidschan F. Ulbricht, T. Singhal-Bohrmann, F. Papmeyer	261
Eventgesteuertes Monitoring mit hoher Messfrequenz für detaillierte Information über Bauwerke und den Baugrund J. Schneider-Glötzl, J. Palacios Gamonal	281
Chesa Corviglia, Brattas Kriechang St. Moritz: 23 Jahre Monitoring D. Naterop	289
Probefeld A7/K30 – Entwicklung und Umsetzung des Messkonzepts zum Last-Verformungsverhalten eines bewehrten Erdkörpers über punktförmigen Traggliedern H. Sychla, S. Weihrauch, S. Krohn, T. Hecht	309
Online, inline und insitu Messung der Spannungsverteilung in Beton F.-M. Jäger	333
Automatische Spriesskraftmessungen mittels faseroptischen Dehnungs- & Temperatursensoren (FBG) F. Fischli, M. Iten M. Freiburghaus	353
Innovative Monitoringlösungen bei der Ertüchtigung geotechnischer Bestandsbauwerke am Beispiel von internationalen Talsperrensanierungsprogrammen T. Frey, J. Haßhoff, P. Wörle	373
Fiber optic sensors on monopiles for sub-soil load monitoring of offshore wind turbines W. Weijijens, E. Voet, G. de Sitter, G. Luyckx C. Devriendt	393
Physikalische Modellversuche an Monopile-Tragstrukturen mit Grout-Verbindungen zur Bewertung von Structural-Health-Monitoring-Systemen M. Kohlmeier, S. Spill, M. Häckell, A. Schenk, H. Friedmann	405
Großversuche und Feldmessungen als Voraussetzung für die Entwicklung von SHM-Systemen für Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen H. Friedmann, M. Häckell, M. Kohlmeier, H. Huhn	427
Heftübersicht des IGB-TUBS	443

Wir danken den Inserenten:

DMT Gründungstechnik GmbH, Büdelsdorf	0
Allnamics Pile Testing Experts BV, Den Haag, Niederlande	229
Sisgeo S.r.l., Massate, Italien	307
Marmota Engineering AG, Zürich, Schweiz	371

Tragfähigkeitsprüfungen (PDA[®], CAPWAP[®])

- mit Hilfe der dynamischen Messmethode (on-, near- und offshore)
- Durchführung und Auswertung von statischen Probelastungen

Rammarkeitsanalysen (WEAP[®])

Integritätsprüfungen von Pfählen (PIT[®])

- nach der ‚Low-Strain‘ / ‚High-Strain‘ - Methode
- nach der Ultraschallmethode (‘Cross-Hole‘)

Schwingungsmessung und Untersuchung

- Gebäude-, Anlagen- und Menschenbelastungen gem. DIN 4150

Bauwerksüberwachungen

- (Monitoring von Bewegung, Neigung, etc.)

Lärm- bzw. Schallmessungen

Betonüberdeckungsmessung + Bewehrungsnachweis

- mit Hilfe von FERROSCAN[®]
- Radarscan

Betondickenmessung

- Impuls-Reflexions- und Ultraschallmessverfahren

Dynamische Betonqualitätsprüfung

- Ultraschallverfahren, Rückprallhammer etc.

Bohrlochdetektor

- zum Auffinden von Stahl und Eisen in größeren Tiefen (z.B. Spundwandlängenermittlung)

Ultraschallwanddickenmessung

- für Stahl, Aluminium und einige Kunststoffe

Dynamische Plattendruckversuche

Feuchtigkeitsmessung (Mikrowelle)

Thermografie und Thermoanalytik

Nachweis der Gebäudedichtheit (BlowerDoor[®])

Gebäude-Energieberatung

Weitere mobile Geräte für

- Detektion von radioaktiver und elektromagnetischer Strahlung
- Temperatur- und Feuchtigkeitsmessung (Luft/Wände), Endoskopie etc.

Kalibrierung

- Schwingungs-, Dehnungs- und Wegmesswertaufnehmer

Sonderlösungen

- Erarbeitung von speziellen Messkonzepten und praktische Umsetzung in enger Zusammenarbeit mit dem Auftraggeber

Nord

24782 Büdelsdorf
Tel. 04331-43755-0
Fax 04331-43755-22

www.dmt-ingenieure.eu

Süd

71665 Vaihingen (Enz)
Tel. 07042-7073
Fax 07042-7074

Tiefe Baugrube im innerstädtischen Bereich – messtechnische Anforderungen und Umsetzung

T. Hamann¹, T. Garbers¹, D. Schau, C. Schwanz², S. Meißner³, B. Cronen³

¹ ISG Ingenieurservice Grundbau GmbH, Seevetal

² Franki Grundbau GmbH & Co.KG, Seevetal

³ Prof. Quick und Kollegen – Ingenieure und Geologen GmbH, Darmstadt

1 Einleitung

Nach der Stilllegung des ehemaligen Hauptgüterbahnhofs in Frankfurt am Main im Jahr 1998 begann in den Folgejahren die Umnutzung des ca. 90 Hektar großen innenstadtnahen Areals, das sogenannte Europaviertel. Im östlichen Teil, dem sogenannten Europaviertel Ost, sind bereits große Teile des Areals bebaut. Im Rahmen der Umnutzung entsteht derzeit u.a. der Tower ONE, ein 48-geschossiges Hochhaus gegründet auf einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung (KPP) mit angrenzendem flachgegründeten Parkhaus.

Zum Schutz der bereits bebauten Nachbargrundstücke und der unmittelbaren Umgebung ist für die Baumaßnahme eine umfangreiche messtechnische Überwachung zur aktiven Beweissicherung geplant. Es erfolgt u.a. eine lärm- und erschütterungstechnische Beweissicherung sowie eine geotechnische Beweissicherung in Form von Ankerkraft- und Inklinometermessungen. Ergänzend wird das prognostizierte Tragverhalten der KPP überwacht, um die Berechnungsannahmen der Bemessung zu verifizieren. Hierbei kommen Kraftmessdosen, Dehnungsaufnehmer sowie Sohldruck- und Porenwasserdruckgeber zum Einsatz. Das Messprogramm läuft während der Bauphase bis zwei Jahre nach Rohbauende.

2 Projekt Tower ONE

2.1 Gebäude Tower ONE

Der Tower ONE mit der CA Immo GmbH als Bauherr wird mit einer Höhe von ca. 190 m geplant und ist für eine Hotel- und Büronutzung vorgesehen. Das angrenzende Parkhaus

ist mit einer Höhe von ca. 27 m geplant. Beide Gebäudeteile sind wie in Abbildung 1 und Abbildung 2 dargestellt mit zwei Untergeschossen unterkellert.

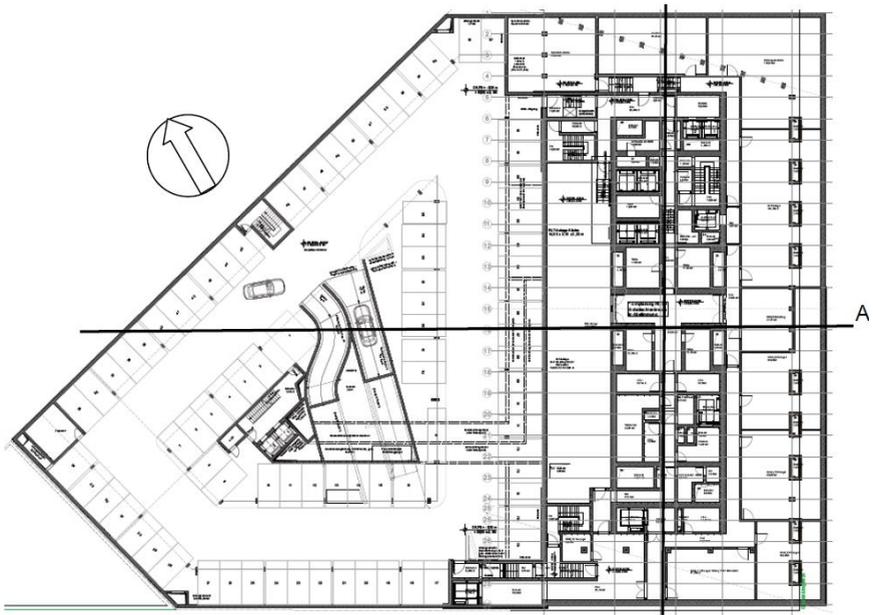


Abbildung 1: Grundriss: 2. Untergeschoss Tower 1 / 2. Untergeschoss Parkhaus

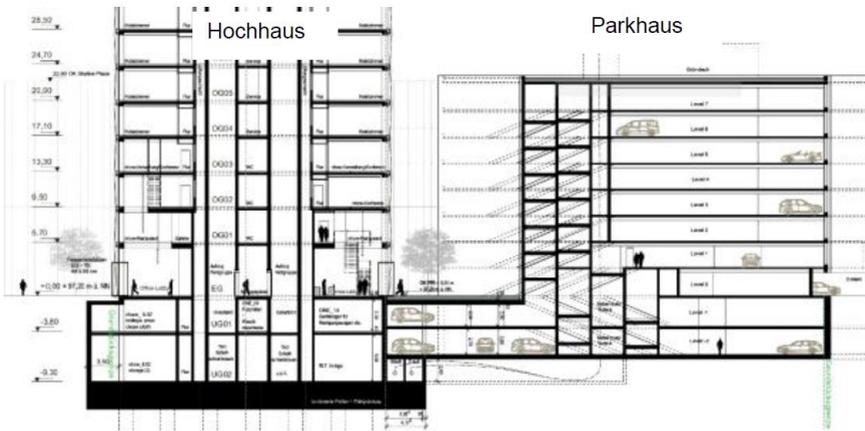


Abbildung 2: Schnitt durch den Tower ONE und angrenzendes Parkhaus

Die Planung der Gründung und des Messkonzepts erfolgte durch das Büro Prof. Quick und Kollegen – Ingenieure und Geologen GmbH. Die Gründungsarbeiten werden von der Franki Grundbau GmbH & Co. KG ausgeführt. Die erschütterungstechnische und geotechnische Beweissicherung sowie die messtechnische Überwachung des Tragerhaltens der KPP erfolgen durch die Ingenieurservice Grundbau GmbH. Baubeginn war im Herbst 2017.

2.2 Lage und Nachbarbebauung

Das Baufeld des Tower ONE befindet sich im Europaviertel-Ost. Die Nachbargrundstücke sind wie in Abbildung 3 dargestellt bereits mit dem Kongresshaus Kap Europa, dem Einkaufszentrum Skyline Plaza Frankfurt und den Messehallen bebaut und in Betrieb. Das Einkaufszentrum Skyline Plaza besitzt 1 bis 2 Untergeschosses und ist zum Teil auf Pfählen gegründet. Das Kongresszentrum Kap Europa besitzt eine Höhe von ca. 33 m und ist mittels einer Flachgründung gegründet. Beide Gebäude grenzen mit geringem Abstand an das Baufeld Tower ONE an, so dass in diesen Bereich eine aktive Beweissicherung von großer Bedeutung ist.

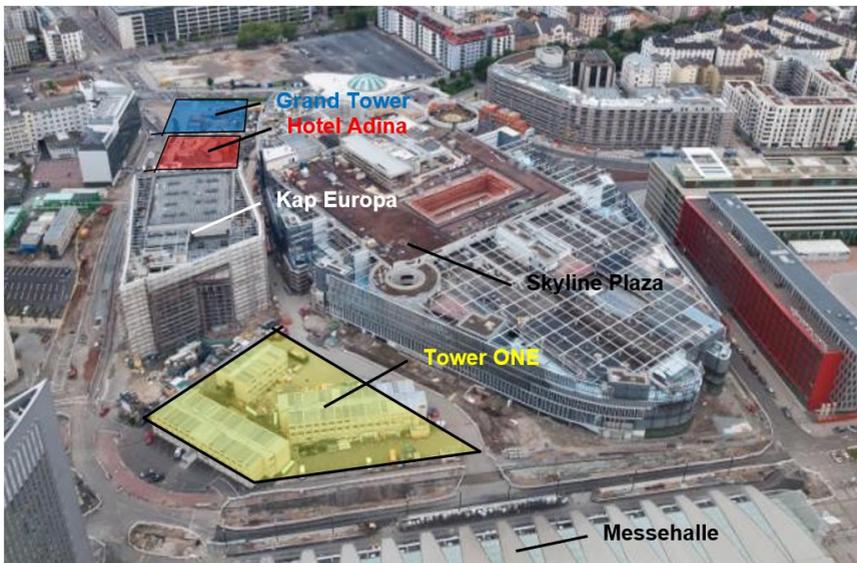


Abbildung 3: Lage des Tower ONE mit Nachbarbebauung, Luftbild 2013, Blickrichtung Süden

3 Baugrundverhältnisse

Der Baugrund besteht aus einer Auffüllung und den Schichten des Quartärs, welche von der sogenannten Frankfurt Formation unterlagert sind. Diese Formation steht bereits oberhalb der geplanten Baugrubensohle an. Der Bodenaufbau setzt sich im Wesentlichen aus den folgenden Schichten zusammen:

- Auffüllung von mehreren Metern entstanden nach der Stilllegung des alten Hauptgüterbahnhofs
- Quartäre Lehme mit einer Schichtdicke von ca. 0,30 m bis 2,0 m
- Quartäre Sande und Kiese mit einer Mächtigkeit von 1,5 m bis 5,0 m
- Frankfurt Formation bestehend aus einem unregelmäßigem Wechsel von Hydrobiensanden, tertiären Tonen und Kalksteinbänken. Das Setzungsverhalten wird maßgeblich vom Ton bestimmt.

4 Gründung

4.1 Gründungskonzept

Maßgebende Randbedingung zur Wahl der Gründung waren die dicht angrenzende Nachbarbebauung sowie die stark unterschiedlichen Bauwerkslasten des Hochhausteils und des angrenzenden Parkhauses. Auf Basis einer Variantenstudie mit entsprechenden Verformungsprognosen ist für das Parkhaus eine Flachgründung und für das angrenzende Hochhaus eine KPP geplant.

Die KPP des Hochhauses umfasst 68 Großbohrpfähle mit einem Durchmesser von 150 cm und einer Länge von bis zu 45 m ab Unterkante Sohlplatte. Die Herstellung der Bohrpfähle erfolgt im oberen Bereich (Auffüllung und quartäre Lehme und Sande) verrohrt. Im Bereich der Frankfurt Formation werden die Pfähle ohne Verrohrung auf die maximale Bohrtiefe von bis zu 57,5 m unter GOK gebohrt. Während des Abbohrens sind in unregelmäßigen Abständen Kalksteinbänke unterschiedlicher Mächtigkeit zu durchdringen. Das Bohrloch wird während der Herstellung mittels einer Bentonitsuspension gestützt. Die anschließende Betonage erfolgt nur bis ca. einen Meter über die spätere Baugrubensohle. Oberhalb werden die Bohrlöcher nach dem Aushärten des Betons mit Boden verfüllt.

4.2 Baugrube

Die Baugrube wird als wasserundurchlässige Trogbaugrube ausgeführt. Die Abmessungen betragen ca. 65 m x 95 m mit einer Grundfläche von ca. 5170 m². Die Baugrubensohle des Hochhauses liegt ca. 12,9 m unter GOK und die Baugrubensohle des Parkhauses ca. 7,0 m unter GOK. Der Verbau erfolgt abschnittsweise wechselnd mittels einer ein- bis dreifach rückverankerten Schlitzwand (Tiefe ca. 21 m) oder einer einfach rückverankerten Spundwand (Tiefe ca. 12,7 m). Um den Höhenversprung zwischen Parkhausbereich und Hochhaus zu sichern, wird eine unverankerte Schlitzwand ausgeführt.

4.3 Verformungsprognosen der Baugrube und Gründung

Zur Planung und Optimierung der Baugrube und Gründung wurden umfangreiche zwei- und dreidimensionale numerische Berechnungen durchgeführt und Verformungsprognosen aufgestellt (Abbildung 4). Die numerischen Berechnungen wurden im Einklang mit den Empfehlungen der KPP-Richtlinie und in enger Abstimmung mit dem geotechnischen Prüfsachverständigen durchgeführt.

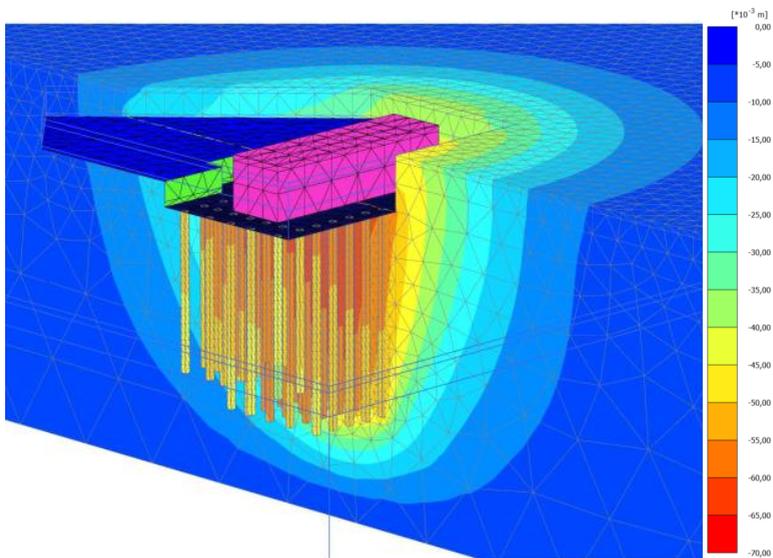


Abbildung 4: Setzungen im numerischen Modell (Verschiebungen u_z) – Lastkombination G+Q/3

Die Festlegung der Pfahlpositionen erfolgte unter Berücksichtigung der übergebenen Lasten. Die Pfähle wurden im numerischen Modell mit Kontiumselementen simuliert. Die Festlegung der Pfahllängen erfolgte unter Würdigung der Gebrauchstauglichkeit der aufgehenden Bebauung und der benachbarten baulichen Anlagen für die setzungsrelevante Lastkombination G+Q/3. Für die Dimensionierung des aufgehenden Neubaus wurde die Pfahlfedersteifigkeiten und Bettungsmoduli für die Lastkombination G+Q im numerischen Modell ausgewertet und dem Tragwerksplaner übergeben. Der Nachweis der äußeren Standsicherheit wurde gemäß der KPP-Richtlinie für die Lastkombination $2*(G+Q)$ geführt.

5 Mess- und Beweissicherungsprogramm

5.1 Hintergrund

Die Baugrube befindet sich im dicht bebauten innerstädtischen Bereich mit dicht angrenzender Nachbarbebauung. Zum Schutz der benachbarten Bebauung und der Personen in unmittelbarer Umgebung der Baumaßnahme wird ein umfangreiches Beweissicherungsprogramm betrieben. Überschreitungen von vorab festgelegten Grenzwerten können auf diese Weise sofort erkannt werden, so dass unmittelbar Anpassungen des Bauablaufs oder Gegenmaßnahmen eingeleitet werden können. Das Beweissicherungskonzept umfasst die folgenden Bestandteile:

- Eine baubegleitende architektonische Beweissicherung zur Erfassung des Ist-Zustands angrenzender baulicher Anlagen
- Eine baubegleitende geodätische Beweissicherung mit 47 Messbolzen an der angrenzenden Messehalle 1, dem Kap Europa und dem Skyline Plaza.
- Eine baubegleitende hydrogeologische Beweissicherung an 13 Grundwassermessstellen
- Eine baubegleitende erschütterungstechnische Beweissicherung am Kap Europa und dem Skyline Plaza
- Eine baubegleitende lärmtechnische Beweissicherung
- Eine geotechnische Beweissicherung in Form von vier Inklinometermessstellen und der Ankerkraftmessung an vier Querschnitten des Verbaus

Ergänzend zum Beweissicherungskonzept wird eine messtechnische Überwachung des Lastabtrags der KPP durchgeführt.

5.2 Erschütterungstechnische Beweissicherung

Bei Baumaßnahmen sind häufig Bauverfahren einzusetzen, welche zum Erreichen des Arbeitszieles Erschütterungen in den Boden einleiten müssen (DIN 4150). Diese Erschütterungen sind jedoch in der Regel zeitlich auf die Dauer des jeweiligen Bauverfahrens begrenzt. Zudem sind in der DIN 4150 Anhaltswerte auf der Basis von Erfahrungen angegeben, bei deren Einhaltung keine Schäden an angrenzenden baulichen Anlagen zu erwarten sind bzw. dass für aufgetretene Schäden bei Einhaltung der Anhaltswerte andere Ursachen maßgebend sind. Eine aktive erschütterungstechnische Beweissicherung bietet somit eine gute Möglichkeit zur Absicherung gegen spätere Schadensersatzansprüche.

Beim Projekt Tower ONE sind die angrenzenden Nachbargebäude die Messehalle 1, das Kongresszentrum Kap Europa und das Einkaufszentrum Skyline Plaza. Mit der Herstellung von Großbohrpfählen und einer Schlitzwand als Verbau kommen bereits erschütterungsarme Bauverfahren zum Einsatz. Als potentiell erschütterungsrelevant sind das Herablassen des Schlitzwandgreifers und das Einvibrieren von Spundbohlen an der westlichen Verbauwand einzustufen. Zur aktiven Beweissicherung wird während der Spundwandarbeiten eine kontinuierliche Erschütterungsmessung über eine Dauer von drei Wochen durchgeführt. Die Erschütterungsmessungen erfolgen bereits eine Woche im Vorfeld, um die Grundbelastung von Erschütterungen zu erfassen.

Die erschütterungstechnische Beweissicherung ist für die dicht angrenzenden Gebäude, das Kap Europa und das Skyline Plaza, geplant und wird von der Ingenieurservice Grundbau GmbH durchgeführt. Aufgrund der Länge und der Höhe der Gebäude sind jeweils zwei Messstellen an der Gründung sowie eine Messstelle im oberen Gebäudebereich vorgesehen. Es erfolgen kontinuierliche Erschütterungsmessungen während des Baubetriebs von 6:00 Uhr bis 20:00 Uhr. Um ein effizientes und kostengünstiges Messsystem zu gewährleisten, werden automatische Erschütterungsmessanlagen eingesetzt, welche die Messdaten täglich via Mobilfunk (GPRS) an einen zentralen Datenserver schicken. Ergänzend erfolgt bei einer Grenzwertüberschreitung eine sofortige Alarmierung per SMS und Email, um unmittelbar entsprechend reagieren zu können.

5.3 Geotechnische Beweissicherung

Die geotechnische Beweissicherung ist in Form von vier Inklinometermessstellen und acht Ankerkraftmessungen an vier Messquerschnitten geplant. Die Messquerschnitte befinden sich wie in Abbildung 5 dargestellt an der östlichen, westlichen und südlichen Verbauwand. Die Verformungsüberwachung des Verbaus ist im zwei-wöchentlichen Rhythmus und die Ankerkraftmessungen täglich von Beginn des Aushubs bis Fertigstellung des Rohbaus der Untergeschosse geplant. Vorgesehener Start der Messungen ist Februar 2018.

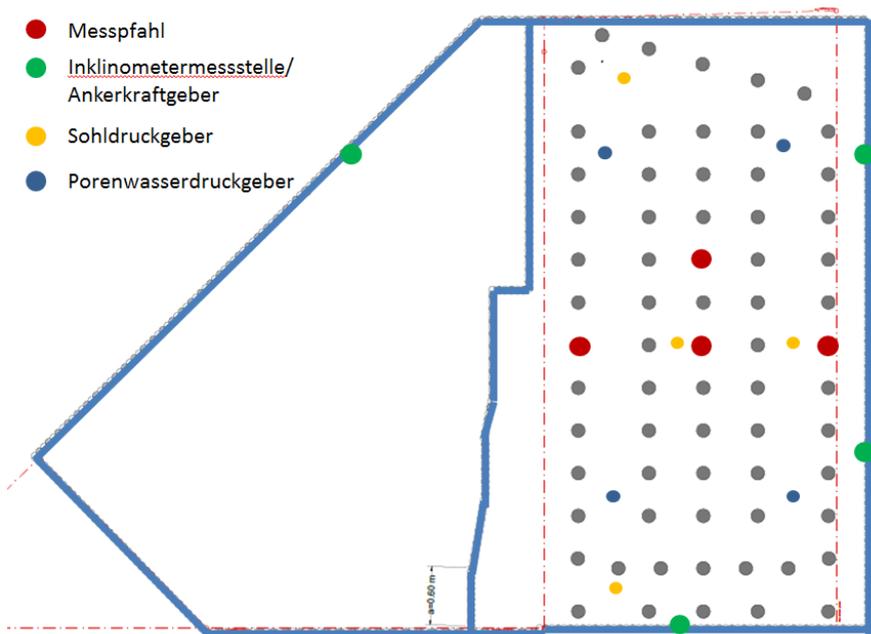


Abbildung 5: Lageplan mit Position der Ankerkraftmessungen, Inklinometermessstellen, Messpfählen sowie Sohldruck- und Porenwasserdruckgebern

5.4 Überwachung des Lastabtrags der Kombinierten Pfahl-Plattengründung

Für die Bemessung der Gründung wurden Berechnungsannahmen getroffen und Verformungsprognosen durchgeführt. Um diese Berechnungsannahmen zu verifizieren und den Empfehlungen der KPP-Richtlinie zu genügen, wird das Tragverhalten der KPP

messtechnisch überwacht. Hierfür wurde ein Messkonzept aufgestellt und mit dem geotechnischen Prüfsachverständigen abgestimmt. Das Programm beinhaltet vier instrumentierte Messpfähle sowie eine Messung von Porenwasserdruck und Sohldruck an vier Positionen unter der Bodenplatte (Abbildung 5). Die Messpfähle werden jeweils mit einer Kraftmessdose am Pfahlkopf sowie einer Kraftmessdose am Pfahlfuß ausgestattet, um die vom Pfahl abgetragene Last und den Spitzenwiderstand zu erfassen (Abbildung 6). Zur Erfassung der Mantelreibung über die Pfahllänge werden entlang des Pfahlschafes zwei Messquerschnitte angeordnet, welche jeweils mit drei Dehnungsaufnehmern ausgerüstet sind.



Abbildung 6: Bewehrungskorb instrumentiert mit Kraftmessdose am Pfahlfuß

Die Messaufnehmer werden an eine zentrale Messanlage angeschlossen. Die Messungen erfolgen mit einer Frequenz von 1/Tag ab dem Zeitpunkt der Betonage der Bodenplatte bis ca. zwei Jahre nach Rohbauende.

5.5 Temperaturmessung und redundante Dehnungsmessung mittels Glasfasertechnik (Distributed Sensing)

Eine Alternative zur klassischen Instrumentierung mittels Kraftmessdosen und Dehnungsaufnehmern stellt der Einsatz von faseroptischen Sensorkabeln (Distributed Sensing) dar. Mittels Distributed Sensing kann eine nahezu kontinuierliche Messung der Dehnungen und Temperatur entlang des Pfahlschaftes mit einer Ortsauflösung von bis zu 5 cm erfolgen. Bei bekannter Kraft am Pfahlkopf beispielsweise durch eine Messung mittels Kraftmessdosen kann aus den Dehnungsverläufen der Normalkraftverlauf entlang der Pfahlachse ermittelt und über die Differenz bzw. direkt am Pfahlfuß der Spitzendruckanteil abgeleitet werden. Weiterhin kann die Pfahlintegrität durch die Messung der abfließenden Hydratationswärme überprüft werden.

Beim Projekt Tower ONE werden zwei Messpfähle zusätzlich mit einem faseroptischen Sensorkabel ausgerüstet. Hiermit erfolgt jeweils an einem Messpfahl eine redundante Dehnungsmessung sowie an einem zweiten Messpfahl eine Überprüfung der Integrität mittels Messung der abfließenden Hydratationswärme.

Für die Messungen werden intrinsische faseroptische Sensoren, bei denen der Lichtwellenleiter selbst das sensitive Element ist und nicht nur der Signalübertragung dient, eingesetzt [KINDLER et al, 2017]. Bei intrinsischen faseroptischen Sensoren werden durch die auf den Lichtwellenleiter einwirkenden physikalischen und chemischen Größen dessen optische Materialeigenschaften am Ort der Einwirkung verändert. Diese Veränderung ist innerhalb von materialspezifischen Grenzen reversibel. Mit dieser Messmethodik lassen sich eine Vielzahl von physikalischen Größen wie Temperatur, Druck, Dehnung oder Feuchtigkeit messtechnisch erfassen.

Die orts aufgelöst messenden faseroptischen Messverfahren sind Laserradar-Verfahren, die die Dehnungs- und Temperaturabhängigkeit bestimmter optischer Eigenschaften von Lichtwellenleitern zur Messung von Dehnung und Temperatur entlang eines Lichtwellenleiters nutzen. Dazu werden kurze Laserlichtimpulse in die Lichtwellenleiter eines Sensorkabels eingekoppelt. Beim Durchlaufen des Laserlichtimpulses durch den Lichtwellenleiter kommt es auf Grund der Wechselwirkung zwischen dem Licht (Photonen) und den Schwingungen der Glasmoleküle im Lichtwellenleiter (Phononen) zur Streuung des Lichts an den Molekülen des Lichtwellenleiters. Dadurch wird ein geringer Teil des Laserlichtes zurückgestreut. Neben der Auswertung des Rückstreusignals wird gleichzeitig

die Laufzeit des Lichtimpulses durch den Lichtwellenleiter gemessen. So erhält man den integralen Mittelwert der physikalischen Messgröße desjenigen Längenabschnittes, aus dem das rückgestreute Licht innerhalb eines Zeitfensters stammt [KINDLER et al, 2017].

6 Einbau der instrumentierten Pfähle

Eine Herausforderung bei der Instrumentierung der Messpfähle stellt die große Bohrtiefe von bis zu 57,5 m und das Absetzen des instrumentierten Bewehrungskorbs durch die durchbohrten Kalksteinbänke dar. Aufgrund der großen Länge der Bohrpfähle und der beengten Platzverhältnisse auf der Baustelle werden die Bewehrungskörbe aus drei Teilen über dem Bohrloch hängend zusammengebaut und hinabgelassen (Abbildung 7). Die Messaufnehmer konnten somit am jeweiligen Teil des Bewehrungskorbs befestigt werden, die Führung und Befestigung der Messkabel erfolgte weitestgehend sukzessive während des Absetzens des Bewehrungskorbs im Bohrloch.



Abbildung 7: Absetzen des instrumentierten Bewehrungskorbs

Da die Pfähle unverrohrt hergestellt wurden und somit keine Gefahr einer Beschädigung der Messkabel beim Ziehen der Verrohrung bestand, erfolgte die Führung der Messkabel außen am Bewehrungskorb (Abbildung 8). Dieses Vorgehen erleichterte die Führung und Befestigung der Messkabel, welche parallel während des Absetzens des Bewehrungskorbs erfolgte. Zudem konnte eine Beschädigung der Messkabel beim Herablassen des Betonagerohres im Inneren des Bewehrungskorbs verhindert werden.

Oberhalb des Bewehrungskorbs werden die Messkabel an einem GEWI-Stab befestigt bis zur GOK geführt.

Das faseroptische Sensorkabel zur Ermittlung der Dehnungen über den Pfahlschaft wird als Doppel-Loop (Schlaufen) ebenfalls außen entlang des Bewehrungskorbes verlegt und befestigt. Die Einzelkabelführung zur Erfassung der Gesamtdehnung im Pfahlschaft erfolgt jeweils in einem von vier Querschnittssektoren. Zur Erfassung der Spitzendruckkräfte am Pfahlfuß wird das Sensorkabel im Bereich des Pfahlfußes schlaufenartig verlegt. Hierdurch lässt sich bei der Auswertung der Pfahlfußwiderstand ableiten. Das Temperatursensorkabel zur Prüfung der Pfahlintegrität durch die abfließende Hydratationswärme wird ebenfalls als Doppel-Loop außen am Bewehrungskorb verlegt.

Durch das beschriebene Vorgehen insbesondere der Kabelführung wurde für alle Messaufnehmer eine volle Funktionsfähigkeit nach der Betonage der Messpfähle erreicht. Erste Messungen sind nach der Betonage der Sohlplatte im zweiten Quartal 2018 geplant.



Abbildung 8: Kabelführung außen am Bewehrungskorb

7 Zusammenfassung

Im Rahmen der Baumaßnahme Tower ONE entsteht ein ca. 190 m hohes Hochhaus im dicht bebauten Innenstadtbereich von Frankfurt am Main. Gegründet wird das Hochhaus mittels einer Kombinierten Pfahl-Plattengründung in einer ca. 13 m tiefen Baugrube. Infolge der dicht angrenzenden Nachbarbebauung ist ein umfangreiches Beweissicherungsprogramm vorgesehen. Zur Verifizierung der Berechnungsannahmen für die Bemessung der kombinierten Pfahlplattengründung wurde ein geotechnisches

Messprogramm zur Überwachung des Lastabtrags aufgestellt. Das Beweissicherungsprogramm umfasst eine architektonische Beweissicherung zur Erfassung des Ist-Zustands angrenzender baulicher Anlagen, eine geodätische Beweissicherung an den benachbarten Gebäuden, eine hydrogeologische Beweissicherung, eine baubegleitende lärm- und erschütterungstechnische Beweissicherung sowie eine geotechnische Beweissicherung in Form von Inclinometermessstellen und Ankerkraftmessungen.

Für die messtechnische Überwachung des Lastabtrags der Kombinierten Pfahl-Plattengründung werden neben Porenwasserdruck- und Sohldruckgebern vier instrumentierte Messpfähle vorgesehen. Die Messpfähle werden mittels Dehnungsaufnehmern in zwei Messquerschnitten sowie mit jeweils einer Kraftmessdose am Pfahlkopf und am Pfahlfuß instrumentiert. Ergänzend werden zwei Messpfähle mit einem faseroptischen Sensorkabel ausgerüstet, um zum einen eine Messung der abfließenden Hydratationswärme zur Überprüfung der Integrität und zum anderen eine redundante Messung der Dehnung entlang des Pfahles durchführen zu können. Trotz einer Absetztiefe der instrumentierten Messpfähle in bis zu ca. 60 m unter GOK konnte für alle Messaufnehmer die volle Funktionsfähigkeit nach der Betonage der Pfähle erzielt werden.

Literatur

Kindler, A., Schaller, M.-B., Glötzl, J., Großwig, S.: *Static Pile Load Test using Fibre-optic Strain Measurements with a Very High Local Resolution*. Pile Foundation Symposium 2017, Braunschweig.

Autoren

Dr.-Ing. Thorben Hamann
Dipl.-Ing. Thomas Garbers

thamann@isg-seevetal.de
tgarbers@isg-seevetal.de

Ingenieurservice Grundbau GmbH
Hittfelder Kirchweg 24, 21220 Seevetal

www.ingenieurservice-grundbau.de
Tel.: 04105 58057-24

Dipl.-Ing. Dieter Schau
Sachverständiger
Königsäcker 1, 88048 Friedrichshafen

dieter-schau@gmx.net
Tel.: 07544 9584800

Dipl.-Ing. Christoph Schwanz

cschwanz@franki.de

FRANKI Grundbau GmbH & Co. KG
Hittfelder Kirchweg 21-24, 21220 Seevetal

www.ingenieurservice-grundbau.de
Tel.: 04105 869-160

Dr.-Ing. Simon Meißner
Dipl.-Ing. Bernd Cronen

simon.meissner@quick-ig.de
bernd.cronen@quick-ig.de

Prof. Quick und Kollegen
Ingenieure und Geologen GmbH
Groß-Gerauer-Weg 1, 64295 Darmstadt

www.quick-ig.de
Tel.: 06151 13036-28

Neue Ansätze zur Zustandsbewertung bestehender Stützbauwerke basierend auf 3D-Modellen aus dynamischem Laserscanning

Slaven, Kalenjuk, Werner Lienhart

Technische Universität Graz, Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme, Österreich

Matthias Rebhan, Roman Marte

Technische Universität Graz, Institut für Bodenmechanik, Grundbau und Numerische Geotechnik, Österreich

1 Einleitung

In den letzten Jahren wurde an Stützbauwerken in Österreich und auch den Nachbarländern eine Zunahme an Schadensfällen festgestellt. Grund für diese Zunahme war allgemein das Bauwerksalter vor allem aber mit dem Alter verstärkt zu Tage tretende Planungs- und Herstellungsspezifikationen früherer Jahrzehnte. Vermehrt auftretende Schadensfälle führten zu vertieften Untersuchungen und Prüfungen bei bestehenden Stützbauwerken. Neben der Prüfung einiger mit großem Risiko behafteten Stützbauwerktypen [KIRCHMAIR M., 2017 & REBHAN et. al., 2017] wurden bei einigen Bauwerken im Zuge einer Sonderprüfung Sofortmaßnahmen [MARTE et. al, 2014] angeordnet, welche in weiterer Folge zur Umsetzung von Sicherungs- und Instandhaltungsarbeiten führten.



Abbildung 1: Schadensfälle an Stützbauwerken; Links: Verbruch einer Winkelstützmauer an der A13 Brennerautobahn [MARTE et. al., 2014]; Rechts: Einsturz einer Stützmauer bei Glion [OPAN E., 2017]

Neben einer Priorisierung nach Bauwerkstypen und „Ereignisschwere und Schadensausmaß“ [ONR 24008, 2014] und den daraus folgenden Sofort- und Sicherungs-

maßnahmen bestand seitens der Bauwerkserhalter (z.B. ASFINAG, ÖBB) der Wunsch und die Forderung nach neuen Untersuchungs- und Überwachungsmethoden für schadhafte Stützbauwerke. Erste Überlegungen zu zweckmäßigen und praktisch umsetzbaren Überwachungs- und Monitoringinstrumenten zeigten, dass bei Anwendung klassischer Monitoringlösungen, wie stationär installierten Neigungs- und Positionssensoren, die Überwachung einer großen Zahl an Bauwerken nur sehr aufwändig umgesetzt werden kann. Daher wurde im Zuge des Forschungsprojektes SIBS – Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke unter anderem mit der Umsetzung und Testung eines auf dynamischem Laserscanning basierenden Systems begonnen.

Nachfolgend werden einleitend einige beispielhafte Schäden an Bestandsbauwerken und die Erfassung des Bauwerkszustandes angeführt. Nach einem kurzen Einblick in den Stand der Technik bei der Prüfung und Überwachung bestehender Stützbauwerke wird das angeführte System zur dynamischen Erfassung von Stützbauwerken vorgestellt. Den Abschluss bildet ein Vergleich aktueller Monitoringlösungen mit dem hier vorgestellten Untersuchungsmittel sowie ein Ausblick in die weiteren, bei der Nutzung eines derartigen Systems möglichen Einsatzbereiche und Anwendungsgrenzen.

2 Schadensfälle an Stützbauwerken

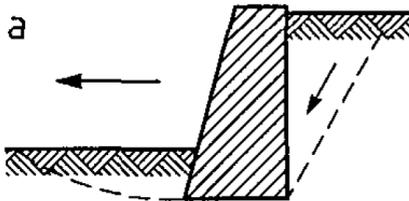
Schäden an Stützbauwerken können eine große Bandbreite an Ursachen und in Folge Schadensbilder aufweisen. Einerseits ist dies auf die große Anzahl verschiedener in der Praxis etablierter Systeme und Bauweisen für Stützkonstruktionen zurückzuführen. Andererseits sind Stützbauwerke auf Grund ihrer Positionierung im Bereich von Infrastruktureinrichtungen zur Errichtung und Sicherung von Höhensprüngen oftmals sich ändernder und zumeist verschärften Umgebungsbedingungen (z.B. Taumittel) ausgesetzt.

Bei den vorgefundenen Schadensbildern an bestehenden Stützbauwerken wird – entsprechend der aufgelisteten Versagensmechanismen nach Eurocode 7 [ÖNORM EN 1997-1, 2014] – zwischen der inneren und der äußeren Standsicherheit unterschieden. Diese Unterscheidung kann bei der Beurteilung von Schadensbildern und Versagensmechanismen vor Ort herangezogen werden, um eine zweckmäßige und aussagekräftige Beurteilung des Bauwerkszustandes zu ermöglichen.

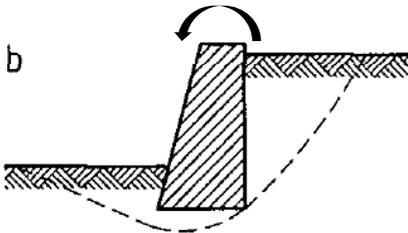
Nachfolgend soll beispielhaft kurz auf einige typische Schadensbilder und Versagensmechanismen eingegangen werden.

2.1 Geotechnische Schadensbilder bei Stützbauwerken

Oftmals ist eine Ankündigung sich ausbildender oder bereits vorliegender Schäden und Versagensmechanismen am Umfeld bestehender Stützbauwerke erkennbar. Zumeist können derartige Schadensbilder durch Änderungen an der Geländeoberfläche bzw. an Strukturen und Bauwerken im Umfeld erkannt werden.



Verkipfung oder Verschiebung der Vorderseite einer Gewichtskonstruktion



Veränderungen der Geländeoberfläche an der Hinterseite

Abbildung 2: Beispiele für geotechnische Schadensbilder hinter Stützbauwerken; Links: Schematische Darstellung der zugehörigen Versagensbilder [ÖNORM B 1997-1, 2014]; Rechts: Bildliche Darstellung der Schadensbilder im Feld

Versagensmechanismen wie Kippen oder Verlust der Gesamtstabilität, können zum Beispiel durch Veränderungen an der Geländeoberfläche im Bereich hinter dem Bauwerk festgestellt werden. Mit Ausnahme schwer zugänglicher beziehungsweise schwierig einsehbarer Bauwerke (bzw. deren Umgebung) sind derartige Versagensformen gut erkennbar. Schäden bestehender Bebauungen und Infrastruktureinrichtungen im Nahebereich von Stützbauwerken können, müssen aber nicht zwangsläufig in Zusammenhang mit Versagensmechanismen im oder am Stützbauwerk stehen.

2.2 Schäden an ungeankerten Bauwerken

Bei ungeankerten Stützbauwerken bilden sich neben geotechnischen Schäden hauptsächlich Schäden an der Struktur (z.B. Betonbauteilen) aus. Abhängig von der Art der Lastabtragung, der Funktionsweise und des verwendeten Materials können sich Strukturschäden in ihrer Ausprägung, Erscheinungsart und dem Einfluss des Schadens auf die Standsicherheit des Bauwerkes unterscheiden.



Abbildung 3: Oberflächenschäden; Links: Abplatzungen der Vorsatzschale einer Gewichtsmauer; Rechts: Korrosionsschäden an der Oberflächenbewehrung und Betonabplatzungen

In Abbildung 3 lassen sich zwei unterschiedliche Oberflächenschäden erkennen. Diese sind im Allgemeinen im Zuge einer Bauwerksprüfung (siehe Kapitel 3) leicht zu erfassen, da der Bereich der Bauwerksoberfläche im Allgemeinen zugänglich ist. Oftmals stellen derartige Schäden lediglich eine Einschränkung des optischen Erscheinungsbildes und eine Verringerung der Dauerhaftigkeit dar. Ein direkter Einfluss auf die Standsicherheit und Tragfähigkeit ist in den meisten Fällen erst nach langer Zeit zu erkennen und ist im Allgemeinen mit einem Fortschreiten der Schädigung verbunden.

2.3 Schäden an geankerten Konstruktionen

Neben den in diesem Kapitel beschriebenen Schadensbildern und Schäden können bei verankerten Stützbauwerken oftmals ebenso die in Kapitel 2.2 angeführten Erscheinungen und Defizite an der Struktur auftreten. Mit den nachfolgenden Darstellungen und Auflistungen soll auf die Bereiche der Verankerungen und Zugglieder sowie der damit verbundenen Schadensbilder und Schäden kurz eingegangen werden.

Wie beispielhaft in Abbildung 4 dargestellt, ist ein Großteil der aktuell schadhafte geankerten Konstruktionen auf unzureichenden und schlechten Korrosionsschutz im Kopfbereich des Zuggliedes zurückzuführen. Bei mangelhaft ausgeführtem, fehlendem oder

schadhaftem Korrosionsschutz können vor allem im Kopfbereich einer geankerten Konstruktion Korrosionsmechanismen einsetzen. Diese Korrosionsprozesse können einerseits zu Folge reiner Sauerstoffkorrosion ablaufen oder in Form der wasserstoffinduzierten Spannungsrisskorrosion in Erscheinung treten.



Abbildung 4: Korrosionsschäden im Kopfbereich von Ankern; Links: Schadensbild am Ankerkopf eines Litzenankers; Rechts: Korrodierte Drähte eines Litzenankers [BURTSCHER et. al., 2017]

Die klassische Sauerstoffkorrosion findet bereits beim Zusammentreffen von metallischen Werkstoffen (Eisen), Luft und Wasser statt. Der Ablauf einer derartigen Schädigung kann in den meisten Fällen über Jahre hinweg ablaufen, ohne einen signifikanten Einfluss auf die Tragfähigkeit und Zuverlässigkeit des Bauteiles zu haben. Durch die Anwesenheit von Natriumchlorid kann der Fortschritt des Korrosionsprozesses beschleunigt werden. Dies tritt vor allem bei geankerten Konstruktionen im Bereich von Straßen und anderen Infrastruktureinrichtungen ein, entlang derer zu Folge des Winterdienstes Taumittel und Salze angewendet werden.

Für die Herstellung geankerter Konstruktionen kommen in den meisten Fällen hochfeste Stähle zum Einsatz. Neben ihren Einschränkungen bezüglich Schweißfähigkeit und Wärmebehandlung weisen derartige Werkstoffe auch eine Neigung zur Wasserstoffversprödung [ÖNORM EN ISO 8044, 2014 & MAURER K., 2010] auf. Bei dieser Art der Korrosion kommt es in Folge vorliegender Oberflächenkorrosion, den daraus freier werdenden Wasserstoffatomen und einer im Querschnitt anliegenden Zugspannung zu einem sprödebruchartigen Versagen des Zuggliedes. Diese Versagensart kann bei geankerten Konstruktionen zu einem schlagartigen Versagen ohne Ankündigung führen.

Neben diesen beiden Arten von Korrosion sind bei geankerten Konstruktion oftmals auch Schäden aufgrund von Kontaktkorrosion, Lochfraßkorrosion oder anderen Korrosionsmechanismen zu erkennen. Diese beschränken sich im Allgemeinen jedoch auf

Bauteile wie Ankerkopfplatten oder Anschlussbauteile aus Stahl und können durch eine visuelle Inspektion und Begutachtung im Allgemeinen erfasst werden.



Abbildung 5: Links: Kleinteilige, geankerte Konstruktionen; Rechts: Ankerbalken

Schäden an geankerten Konstruktionen können zum einen zum Versagen der Tragfähigkeit des Bauwerkes führen, wenn ein Lastverteilungs- oder Umlagerungsvermögen nicht (ausreichend) möglich ist, und die Zugelemente zwingend für die Standsicherheit erforderlich sind. Zum anderen kann das Versagen oder der Ausfall eines einzelnen (oder auch mehrerer) Zugelemente zu einer Verformungszunahme und einer eingeschränkten Gebrauchstauglichkeit führen, oder es kann zu lokalen Versagensmechanismen kommen. Dies kann vor allem bei kleinteiligen, Konstruktionen (Abbildung 5 Links), oder bei nachträglich geankerten Konstruktionen zum Beispiel im Zuge einer Instandsetzung, der Fall sein, wenn Schäden und Mängel lediglich an einzelnen Zuggliedern vorliegen.

Neben Schäden im Kopfbereich geankerter Konstruktionen können auch Mängel und Schadstellen tiefer im Anker auftreten. Oftmals liegen diese im Bereich des Überganges zwischen der Haft- und der Verpressstrecke sowie dem Lasteinleitungsbereich zwischen Haftstrecke und Bodenkörper. Derartige Schäden sind jedoch beinahe unmöglich frühzeitig zu detektieren.

3 Erfassung und Beurteilung des Bauwerkszustandes

Stützbauwerke als ein wichtiger Bestandteil für den Betrieb von Straße, Schiene und anderen Infrastruktureinrichtungen erfordern einen laufenden Unterhalt, sowie eine Überprüfung der Sicherheit und Funktionstüchtigkeit. In Österreich sind derartige Tätigkeiten durch den § 1319a des Allgemeinen Bürgerlichen Gesetzbuches sowie die Richtlinien und Vorschriften für das Straßenwesen (RVS), als Stand der Technik, geregelt.

In diesen Vorschriften sind in Abhängigkeit der Art des Bauwerkes (Brücke, Stützbauwerk, ...) die Prüfintervalle sowie die Mindestinhalte einer Kontrolle oder Prüfung definiert.

Für nicht geankerte Stützbauwerke ist beispielsweise die RVS 13.03.61 – Qualitätssicherung bauliche Erhaltung - Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten – Nicht geankerte Stützbauwerke [RVS 13.03.61, 2014] anzuwenden. In dieser sind drei Grade der Prüfung und Kontrolle eines Bauwerkes angeführt. Als ständig stattfindende Maßnahme wird die „Laufende Überwachung“ angeführt, welche durch den Streckendienst in regelmäßigen Abständen bzw. nach außergewöhnlichen Ereignissen durchzuführen ist. Aufbauend auf dieser ist in einem Abstand von höchstens drei Jahren eine Kontrolle des Bauwerks durchzuführen. Im Zuge dieser Tätigkeit ist die Veränderung des Erhaltungszustandes festzustellen. Hierbei wird augenscheinlich auf eine Veränderung des Bauwerkes und Geländes sowie auf Änderungen und Abnormalitäten im Bauwerksverhalten geachtet und dieses dokumentiert. Neben der Kontrolle findet in einem zeitlichen Abstand von höchstens 12 Jahren eine Prüfung des Erhaltungszustandes statt.



Abbildung 6: Untersuchungsmittel bei der Zustandserfassung bestehender Stützbauwerke

Bei der Beurteilung und Prüfung bestehender Stützbauwerke können je nach Anforderung und Zustand des Bauwerkes unterschiedlichste Untersuchungsmethoden [vgl. ÖGG EMPFEHLUNGEN, 2018] zur Anwendung kommen. Diese reichen von handnahen Untersuchungen in Form eines Augenscheines und des Abklopfens der Oberfläche über zerstörungsarme Methoden (z.B. Rückprallhammer) bis hin zum Einsatz zerstörender Verfahren wie Kernbohrungen oder die Herstellung von Fenstern im Bauteil durch Hochdruckwasserstrahlen (siehe Abbildung 6 Links). Bei geankerten Konstruktionen kommen neben den oben angeführten Methoden zur Erfassung der Struktur vor allem Abhebekontrollen (siehe Abbildung 6 Rechts) oder endoskopische Untersuchungen zur Erfassung des Zustandes der Zugglieder zum Einsatz.

Am Ende einer Kontrolle oder Prüfung eines Stützbauwerkes steht im Allgemeinen eine Beurteilung des Bauwerkes, welche den Erhaltungszustand in Form eines Schulnotensystems wiedergibt. Weiters können Empfehlungen und Maßnahmen angeführt werden, welche die Dauerhaftigkeit und Gebrauchstauglichkeit des Bauwerkes erhöhen.

Ebenso kann eine Kontrolle oder Prüfung eines bestehenden Stützbauwerkes in Fällen mit einer auffälligen Veränderung des Zustandes oder der Ankündigung eines rapiden und drastischen Schadensfortschrittes ebenfalls in der Forderung nach einer Überwachung des Bauwerks und einem Monitoring des Bauwerksverhaltens resultieren. Derartige Maßnahmen sind oftmals mit Eingriffen und Tätigkeiten am Bauwerk und der Installation messtechnischer Ausrüstung im Nahebereich verbunden. Daraus resultieren häufig hohe Kosten, und ein erheblicher Aufwand für den Bauwerkserhalter, welche nicht immer mit der geplanten Nutzungsdauer und der Lebenszeit eines bestehenden Stützbauwerkes in Einklang zu bringen sind.

4 Messtechnische Überwachungsmaßnahmen

Wie bereits in Kapitel 2 angeführt, können erste Schadensbilder bereits an Veränderungen der Gelände- oder Bauwerksoberfläche erkannt werden. Das Kippen einer Stützkonstruktion ist besonders kritisch und äußert sich durch kontinuierliche Neigungsänderungen auf der Bauwerksoberfläche, welche daher genauestens überwacht werden müssen.

Die Neigung von Stützbauwerken wird klassischerweise mit Neigungssensoren oder Totalstationen erfasst und überwacht. Die Neigungssensoren (T) werden dabei direkt am Stützbauwerk installiert, wohingegen Totalstationen (TS) von einem entfernten Standpunkt Messungen (Hz, V, D) zu Prismen bzw. Bireflextargets (P1, P2) durchführen (Abbildung 7).

Die Messpunkte werden in Profilen angeordnet (entlang der Falllinie des Bauwerks), wodurch sich aus den Koordinatendifferenzen die Neigung bestimmen lässt. Bei dieser Methode muss allerdings der direkte Sichtkontakt von Totalstation zu den Messpunkten sichergestellt sein. Dies ist in der Praxis oftmals nur sehr schwierig umsetzbar bzw. benötigt oft die Sperre eines Fahrstreifens.

Der konventionelle Ansatz zur Überwachung von Stützbauwerken mittels Neigungssensoren und Totalstationen konzentriert sich also auf punktuelle Neigungsänderungen. Sonstige mögliche Schäden (d in Abbildung 7) können damit nicht

erfasst werden, weshalb diese ohne eine Prüfung oder Kontrolle des Bauwerkes (siehe Kapitel 3) oftmals unentdeckt bleiben würden.

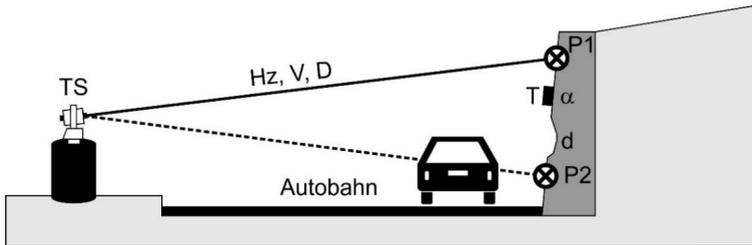


Abbildung 7: Konventioneller Ansatz zur Stützmauerüberwachung mittels Totalstation (TS), reflektierender Ziele (P1, P2) und Neigungssensor (T), bei dem Schäden (d) z.T. unentdeckt bleiben

4.1 Flächenhafte Messverfahren zur Bauwerksüberwachung

Um eine umfassendere Analyse des Bauwerkszustandes zu erreichen, wurden flächenhafte Messverfahren wie z.B. terrestrische Photogrammetrie und statisches Laserscanning vorgeschlagen und auch bereits an Stützbauwerken getestet [OSKOUIE et al. 2016, McGUIRE et al. 2017]. Diese ermöglichen es eine 3D-Punktwolke zu generieren, welche zur weiteren Auswertung (z.B. Neigungsberechnung) herangezogen werden kann.

Nichtsdestotrotz sind diese statischen Verfahren, genau wie die konventionellen Methoden, zeit- und kostenintensiv und daher für die großflächige Überwachung und Erfassung einer Vielzahl an Bauwerken z.B. entlang einer Autobahn nur bedingt geeignet.

4.2 Monitoring mit dynamischem Laserscanning

Aus diesem Grund wurde der Einsatz eines Mobile Mapping Systems (MMS) für das Monitoring von Stützbauwerken vorgeschlagen. Derartige Systeme zielen darauf ab, dass sie mobil, d.h. auf einer bewegten Plattform (z.B. Auto, Flugzeug, Bahnwaggon, etc.), zur Erfassung der Umwelt verwendet werden. Aktuell am Markt erhältliche Systeme bieten die Möglichkeit Laserscan- wie auch Fotodaten hochfrequent und georeferenziert aufzunehmen.

Unser Ansatz ist es, ein MMS auf einem gewöhnlichen Kraftfahrzeug (PKW) zu installieren und im Fließverkehr zur Vermessung der Bauwerke entlang von Autobahnen und Landstraßen (auch auf Schiene realisierbar) einzusetzen (Abbildung 8). Die Geometrie des

Bauwerkes soll dabei mittels Laserscanning erfasst werden, wohingegen die in der Vorbeifahrt generierten Bilddaten zur Detektion und Interpretation von Schadenstellen herangezogen werden können.

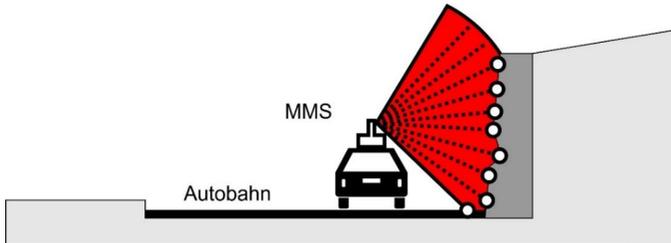


Abbildung 8: Vorgeschlagener Ansatz zur Stützmauerüberwachung mit dynamischem Laserscanning

Das in mehreren Messkampagnen im Zuge des Forschungsprojektes SIBS verwendete MMS ist in Abbildung 9 dargestellt. Die Position und Orientierung des Fahrzeuges werden mittels einer geodätischer GNSS-Antenne mit Empfänger, einer inertialen Messeinheit und einem Odometer bestimmt. Die eigentlichen Messsensoren sind sechs 5 MP Kameras und zwei Profils Scanner, welche zusammen mit den anderen Sensoren über eine Systemkalibrierung vor jeder Messfahrt verknüpft werden.



Abbildung 9: Komponenten des Mobile Mapping Systems

5 Praktische Untersuchungen

Das vorgeschlagene Verfahren wurde an fünf Bauwerken (Tabelle 1) im österreichischen Straßennetz (Autobahn, Land- u. Bundesstraßen) getestet. Es wurden bisher zwei Messkampagnen mit einem Abstand von einem Jahr durchgeführt (Mai 2016 und Juni 2017). Jedes Bauwerk wurde im Zuge der beiden Messkampagnen je fünf Mal aufgenommen (fünf malige Vorbeifahrt am Objekt). Dabei wurden jeweils der Abstand zum Bauwerk (Fahrspur 1 und 2) sowie die Fahrtgeschwindigkeit (60 km/h, 80 km/h, 100 km/h) variiert.

Tabelle 1: Übersicht der untersuchten Stützbauwerke

Bauwerk	A3	
Art	Schwergewichtsmauer	
Länge	85 m	
Höhe	6 m	
Oberfläche	Beton schalrau	
Material	Stahlbeton	
Bauwerk	A4	
Art	Ankerwand	
Länge	255 m	
Höhe	6 m, gesamt 9 m	
Oberfläche	Beton schalrau	
Material	Stahlbeton	
Bauwerk	A5	
Art	Ankerwand	
Länge	400,00 m	
Höhe	22,00 m	
Oberfläche	Beton schalrau	
Material	Stahlbeton	
Bauwerk	A6	
Art	Ankerwand	
Länge	300,00 m / 370 m	
Höhe	23,50 m / 18 m	
Oberfläche	Beton schalrau	
Material	Stahlbeton	

Bauwerk	S1	
Art	Schwerkriegtsmauer	
Länge	130 m	
Höhe	2,5 / 8 m	
Oberfläche	Vorsatzschale rau	

Die GNSS-Trajektorie des MMS wurde gemeinsam mit rohen GNSS-Beobachtungen der Permanentstationen des österreichischen Positionierungsdienstes APOS (Austrian Positioning Service) im Post-Processing ausgewertet. Damit ist für die gesamte Trajektorie eine Positionsgenauigkeit von ca. 2-3 cm erreichbar.

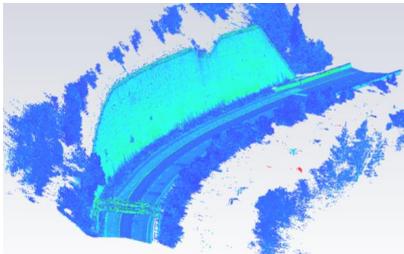


Abbildung 10: Aufgenommene Punktwolke (links) und orientiertes Foto (rechts) des Bauwerks A6 (80km/h)

6 Datenauswertung

6.1 Problemstellung

Beim Monitoring mittels Totalstation werden periodisch dieselben Punkte erfasst und die berechneten Koordinaten gegenübergestellt. Beim Laserscanning ist dies nicht der Fall – es kann nie der exakt selbe Punkt gemessen werden. Daher sind beim Monitoring mittels Laserscanning Strategien zu entwickeln, welche von Objekt zu Objekt unterschiedlich sein können.

Die klassische Deformationsanalyse mittels Totalstation umfasst statistische Tests, welche die Koordinatenabweichungen zweier Epochen auf ihre Signifikanz testen. Mathematische Ansätze für die Deformationsanalyse mit Laserscandaten existieren kaum und sind zurzeit Bestandteil wissenschaftlicher Arbeiten [WUNDERLICH et al. 2016].

6.2 Entwickler Arbeitsfluss

Aus diesen Gründen wurde ein Ansatz zum Monitoring von Stützbauwerken aus Laserscandaten entwickelt und implementiert. Der Arbeitsfluss besteht aus drei wesentlichen Schritten (1. – 3. in Abbildung 11), die zum Teil automatisiert wurden.

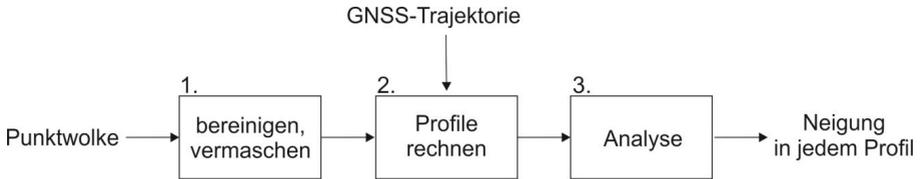


Abbildung 11: Entwickelter Arbeitsfluss zur Ableitung von Neigungen aus Laserscandaten

1. Zunächst wird die bereits georeferenzierte Punktwolke grob vorverarbeitet, d.h. Daten beider Scanner werden fusioniert, Scanpunkte auf Bäumen, Autos etc. werden entfernt. Dies ist für die nächsten Schritte zwar nicht verpflichtend, reduziert jedoch den Rechenaufwand erheblich. Anschließend werden die Scanpunkte zu einem Oberflächenmodell (vermaschtes Netz) verarbeitet.
2. Das 3D Modell der Mauer wird mit Ebenen geschnitten, welche orthogonal zur GNSS-Trajektorie definiert werden (Abbildung 12). Der Abstand zwischen den Ebenen entlang der Mauer kann beliebig gewählt werden (z.B. 5 cm). Aus den Schnitten resultieren Profile, mit Punktkoordinaten (X, Y, Z) , welche in ein lokales bauwerksbezogenes Koordinatensystem transformiert werden. Das erste Profil hat die Station 0 m und somit die Koordinaten $(0, l, Z)$, wobei sich l aus der Kombination der X und Y Koordinate ergibt (Achse normal zur Trajektorie).

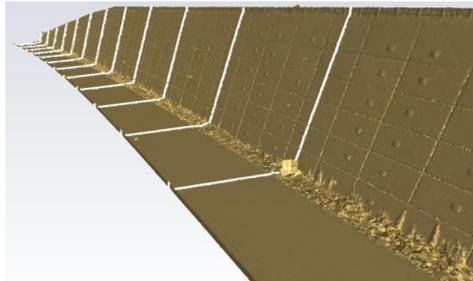


Abbildung 12: Oberflächenmodell von Bauwerk A6 mit Darstellung der Profile alle 20 m

3. Für die endgültige Deformationsanalyse werden letztlich die berechneten Profile verwendet. Aufgrund der großen Anzahl der Profile (z.B. 7400 Profile bei Bauwerk A6 mit einer Gesamtlänge von ca. 370 m), wurden Algorithmen zur automatisierten Analyse entwickelt. So werden beispielsweise das Stützbauwerk (orange), die Straße (schwarz) und sonstige Punkte (z.B. Vegetation, blau) aus den Profilpunkten automatisch segmentiert (Abbildung 13). Der Ansatz ist robust gegen Ausreißer und kann daher zur Berechnung der Neigung zwischen Maueroberfläche und Straße genutzt werden.

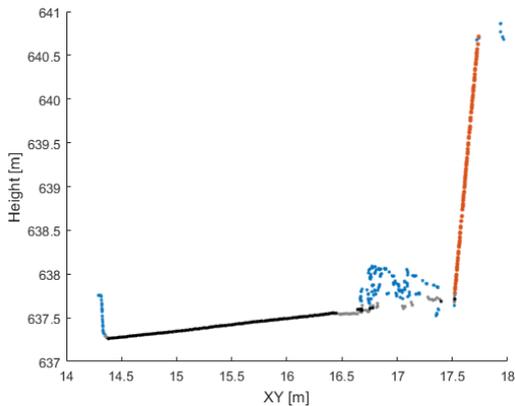


Abbildung 13: Automatische Segmentierung der einzelnen Profilpunkte

Mit diesem Ansatz ist es also möglich, die Neigung einer Mauer an vielen Positionen (Stationen) zu bestimmen (z.B. alle 5 cm). Die Neigung α stellt damit direkt die zu untersuchende Größe dar und ist abhängig von der zugrundeliegenden Punktwolke (d.h. von der Messepoche t) und der Station (S , bzw. Nummer des Profils). Neigungsänderungen im ersten Profil werden demnach mit folgender Formel berechnet:

$$\Delta\alpha_{2016}^{2017}(0) = \alpha^{2017}(0) - \alpha^{2016}(0). \quad (1)$$

7 Ergebnisse und Dateninterpretation

Teil jeder Deformationsanalyse sind, wie in Abschnitt 6.1 beschrieben, statistische Tests. Diese erfordern die Unsicherheit der zu testenden Größen, d.h. der berechneten Neigungen. Die Unsicherheiten wurden empirisch bestimmt, indem die fünf Punktwolken für jedes Jahr (2016, 2017) getrennt gegenübergestellt wurden. Es kann angenommen werden, dass

zwischen den Messfahrten (Zeitabstand <1 h) keine Deformationen stattgefunden haben. Die Verteilung der Neigungsabweichungen sind für ausgewählte Bauwerke in Abbildung 14 dargestellt. Weitere Details können [LIENHART et al., 2017] entnommen werden.

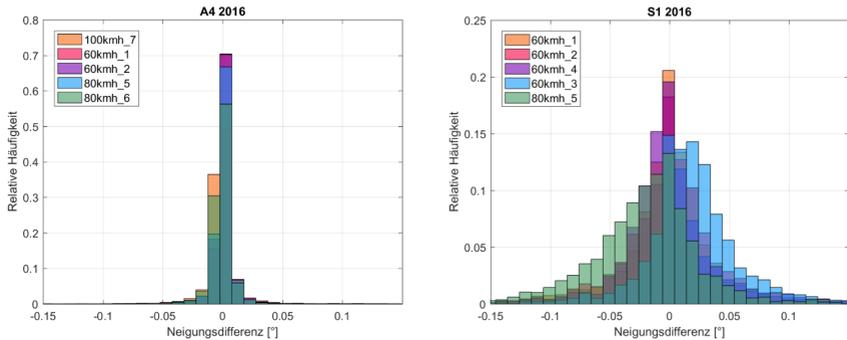


Abbildung 14: Verteilungen der Neigungsabweichungen für A4 (links) und S1 (rechts), berechnet aus Scandaten, welche mit unterschiedlichen Geschwindigkeiten aufgenommen wurden

Die berechnete Standardabweichung der Neigungsdifferenzen bei Bauwerk A4 beträgt ca. $0,01^\circ$ und bei S1 ca. $0,04^\circ$. Die Unterschiede in den Verteilungsfunktionen lassen sich auf die Eigenschaften der Mauer zurückführen, d.h. auf die Oberflächenbeschaffenheit und die Höhe der Mauer (vgl. Tabelle 1). Je höher und glatter die Mauer, desto zuverlässiger kann im Allgemeinen die Neigung berechnet werden. Die Fahrtgeschwindigkeit hingegen beeinflusst die Dichte der Punktwolken, kaum aber die Wiederholbarkeit der Neigungsberechnung.

Daher kann angenommen werden, dass die fünf Laserscandaten eines Bauwerkes derselben Grundgesamtheit entsprechen, und es kann die Standardabweichung einzeln berechnet werden. In weiterer Folge können die minimal detektierbaren Neigungsänderungen aus dem 99%-igem Konfidenzbereich abgeleitet werden (Tabelle 2).

Tabelle 2: Berechnete Standardabweichungen und minimale detektierbare Neigungsänderungen für alle Bauwerke

Bauwerk	$S_{\Delta\alpha}$ [°]	Minimal detektierbare Neigungsänderung [°]
A3	$\pm 0,01$	0,03
A4	$\pm 0,01$	0,03
A5	$\pm 0,02$	0,06
A6	$\pm 0,03$	0,08
S1	$\pm 0,04$	0,13

Für das Monitoring von Stützmauern ist eine Messfahrt pro Epoche allerdings ausreichend. Die Neigungsänderungen zwischen dem Jahr 2016 und 2017 wurden deshalb nur für jene Daten berechnet, welche mit 80 km/h erfasst wurden (Abbildung 15).

Jeder Punkt entspricht der Neigungsänderung eines Profils zwischen zwei Epochen. Es ist zu sehen, dass der Großteil der Punkte bei Bauwerk A4 innerhalb der berechneten Schranken ($\pm 3 \sigma$) zu liegen kommt. Bei Bauwerk S1 fließen systematische Einflüsse durch die variierende Mauerhöhe ein. Diese wirken sich in Form von höherem Rauschen in den ersten 50 m des Bauwerkes aus. Hier beträgt die Mauerhöhe lediglich 2,5 m. Mit zunehmender Mauerhöhe nimmt das Rauschen entlang der Mauer ab und es sind bis auf einzelne Ausreißer alle Neigungen innerhalb der definierten Schranken.

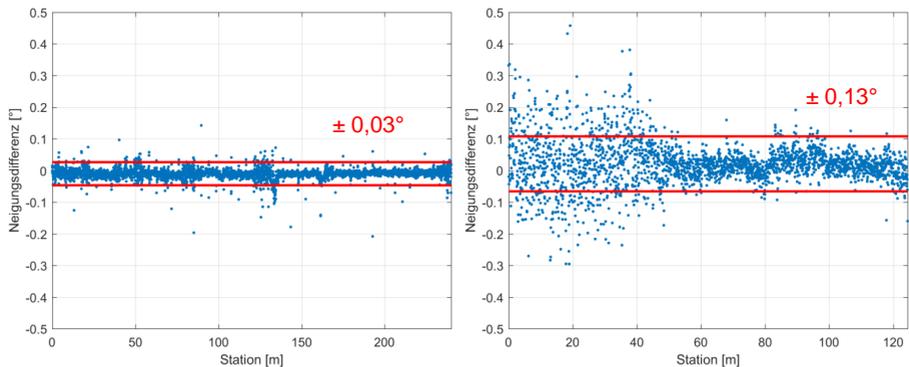


Abbildung 15: Neigungsdifferenzen zwischen 2016 und 2017 für Bauwerk A4 (links) und S1 (rechts), die roten Linien stellen die Schranken ($\pm 3 \sigma$ Bereich) dar

Die Ergebnisse zeigen, dass die Unsicherheiten in der Berechnung der Neigungsdifferenzen eine Funktion der verfügbaren Profilpunkte, d.h. damit auch der Mauerhöhe, sind. Diese Korrelation sollte im Signifikanztest berücksichtigt werden, um eine aussagekräftige Deformationsanalyse zu realisieren. Hierzu bedarf es allerdings noch weiterer Untersuchungen.

8 Weitere Anwendungsmöglichkeiten des Systems

Mit dem technologischen Fortschritt und der Entwicklung von neuen Produkten mit einer Fülle an Sensoren, wie z.B. des Mobile Mapping Systems, werden große Datenmengen der gesamten Umgebung nahezu nebenbei (im Vorbeifahren) erfasst. Nun gilt es Methoden zu entwickeln, diese Datenflut zu verarbeiten und zu interpretieren. Mit Hinblick auf die Zustandsbeurteilung von Ingenieurbauwerken, eröffnet das Mobile Mapping ganz neue Möglichkeiten. So zeigte sich zum Beispiel, dass beim Bauwerk A6 eine Betonabplatzung aus den Profilen zufällig, automatisch segmentiert wurde (Abbildung 16, rechts). Obwohl dieses Bauwerk messtechnisch mit einer Totalstation überwacht wird, ist diese Schadstelle und deren Größe mit der konventionellen Methode nicht erfassbar, obwohl die Bireflectargets (P1, P2) sogar in unmittelbarer Nähe zu dieser Schadstelle vermarktet sind (Abbildung 16, links).

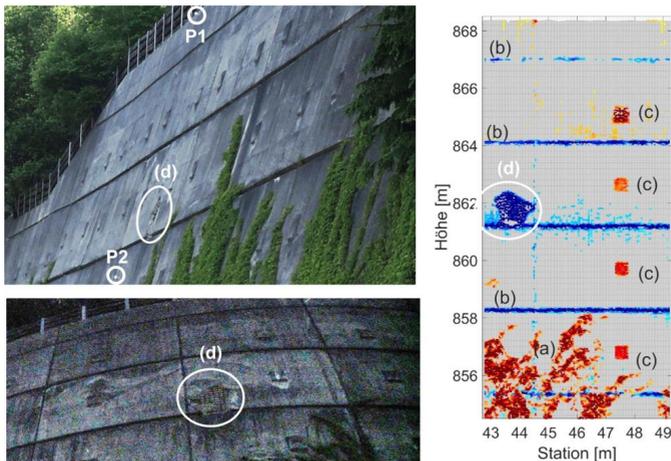


Abbildung 16: Automatische Detektion von Vegetation (a), Blockfugen (b), Ankerköpfe (c) und Schadstellen (d), Detailfotos der Schadstelle (links), Auswertung der Normalabstände (rechts)

Während der Auswertung der Daten aus den bisherigen Messfahrten hat sich gezeigt, dass mit einem Datensatz, welcher mittels MMS aufgenommen wurde, viel mehr Information gewonnen werden kann, als zunächst gedacht. Aktuell beschränken sich die Analysen und Auswertungen auf den Zustand von Stützbauwerken. In weiterer Folge kann diese Technologie auch zur Erfassung anderer Ingenieurbauwerke wie Brücken oder Tunnel verwendet werden. Weitere Anwendungen können die Beurteilung des Zustandes des Straßenbelages oder etwa die Bestimmung der Bewegungsrate eines nahegelegenen Rutschhanges sein.

9 Zusammenfassung & Ausblick

Es wurde gezeigt, dass die Überwachung von Neigungsänderungen bei Stützbauwerken mittels dynamischen Laserscandaten zielführend ist. Die Verwendung eines Mobile Mapping Systems ist effizient und erlaubt es daher als Überwachungsmaßnahme großflächig eingesetzt zu werden. Allerdings benötigt es Auswertestrategien und -modelle, welche aktuell selbst implementiert wurden und anhand von fünf Stützbauwerken evaluiert wurden und laufend werden. In empirischen Untersuchungen wurde die wiederholbare Genauigkeit des Gesamtsystems (Datenaufnahme und -auswertung) bestimmt. Diese ist, wie sich zeigte, abhängig von der Mauerhöhe und der Oberflächenbeschaffenheit, liegt aber bei allen untersuchten Objekten unter $\pm 0,04^\circ$, sodass Neigungsänderungen ab einer Größenordnung von ca. $\pm 0,1^\circ$ als signifikant gewertet werden können. Dies bedeutet z.B. bei dem untersuchten Bauwerk S1 mit einer Höhe 9 m eine detektierbare Kopfverschiebung von ca. ± 15 mm. Zurzeit bieten konventionelle Verfahren, wie z.B. Totalstationen (Annahme der Punktlagegenauigkeit mit ± 1 mm) und Neigungssensoren (Annahme der Genauigkeit mit $\pm 0,01^\circ$), nach wie vor deutlich höhere Genauigkeiten zur Neigungsbestimmung. Allerdings ist für die Grobdetektion von Schadensanzeichen die Genauigkeit des Mobile Mapping Systems völlig ausreichend.

Das Ziel ist es, eine Analysesoftware dahingehen zu entwickeln, dass die Neigung eines Stützbauwerkes zuverlässig und automatisiert überwacht werden kann. Zusätzlich sollen andere relevante Informationen über das Bauwerk aus den aufgenommenen Datenmengen des Mobile Mapping Systems extrahiert werden können und dem Anwender im Zuge einer Zustandsbeurteilung zur Verfügung gestellt werden.

Danksagung

Die Untersuchungen und Forschungstätigkeiten im diesem Bereich der Geotechnik und der Ingenieurgeodäsie konnten und werden dank des durch die FFG geförderten Forschungsprojektes SIBS – „Sicherheitsbewertung bestehender Stützbauwerke“ durchgeführt (FFG Projektnr. 853446). Der Dank für die Unterstützung in diesem Projekt geht an die Vereinigung Österreichischer Bohr-, Brunnen- und Spezialtiefbauunternehmungen (VÖBU), die Autobahnen- und Schnellstraßen-Finanzierungs- Aktiengesellschaft (Asfinag) und die Österreichischen Bundesbahnen (ÖBB), sowie an das gesamte Forschungsteam und die Wirtschaftspartner und Unterstützer des Forschungsprojektes.



Literatur

Burtscher et. al.; Neue Methoden zur Korrosionsdetektion an Litzen und Stabankersystemen, Zugglieder in der Geotechnik, *Beiträge zum 32. Christian Veder Kolloquium, Gruppe Geotechnik Graz, 2017*

Kirchmair M.; Ungeankerte Stützmauern der ASFINAG – Erfahrungen und Vorgangsweise, Mitteilungen der Geotechnik Schweiz, *Herbsttagung vom 26. Oktober 2017, Mitteilungen 175, S. 1 – 8, 2017*

Leopold P.; Kriechbewegungen in den neogenen Beckensedimenten des Burgenlandes: Verbreitung, *Vergleich natürlicher Einflussfaktoren, Bewegungsmechanismen und Auslöser, Dissertation an der Universität Wien, 2008*

Lienhart, W.; Kalenjuk, S.; Ehrhart, C.: Efficient and Large Scale Monitoring of Retaining Walls along Highways using a Mobile Mapping System, *Int. Conf. on Structural Health Monitoring of Intelligent Infrastructure – SHMII-8, Brisbane, Australia: RS3-11, 8 S., 2017*

Marte et. al; Überprüfung und Bewertung des Ist- Zustandes älterer Stützbauwerke im Straßennetz der ASFINAG, *Stützmaßnahmen in der Geotechnik, Beiträge zum 29. Christian Veder Kolloquium, Gruppe Geotechnik Graz, 2014*

Maurer K., Mori G.; Untersuchungsbericht über Schadensursache und Sanierungsmaßnahmen an Berganker des Nordportals des Karawankentunnels der A11, *Institut für Schadensanalytik, Leoben, 2010*

McGuire, M.; Yust, M.; Shippee, B.; Application of Terrestrial Lidar and Photogrammetry to the As-Built Verification and Displacement Monitoring of a Segmental Retaining Wall, *Geotechnical Frontiers 2017: Walls and Slopes, GSP 278, 2017*

ÖGG Empfehlungen; ÖGG Empfehlungen zur vertieften Prüfung, Beurteilung bestehender, unverankerter Stützbauwerke, *Österreichische Gesellschaft für Geomechanik, Salzburg, Februar 2018*

ÖNORM EN 1997-1; Eurocode 7: Entwurf, Berechnung und Bemessung in der Geotechnik Teil 1: Allgemeine Regeln, *Austrian Standard Institute, 15.11.2014*

ÖNORM EN ISO 8044; Korrosion von Metallen und Legierungen – Grundbegriffe, *Austrian Standard Institute, 15.12.2015*

ONR 24008; Bewertung der Tragfähigkeit bestehender Eisenbahn- und Straßenbrücken, *Austrian Standards Institute, 01.03.2014*

Opan E.; La menace des murs de soutènement Focus sur les murs en béton armé à semelle, *Mitteilungen der Geotechnik Schweiz – Band 175 – Stützmauertagung Herbsttagung vom 26. Oktober 2017, Bern, 2017*

Oskouie, P.; Becerik-Gerber, B.; Soibelman, L.; Automated measurement of highway retaining wall displacements using terrestrial laser scanners, *Automation in Construction, Volume 65, S. 86-101, 2016*

Rebhan et. al.; Numerische Untersuchungen zum Verformungsverhalten korrosionsbeanspruchter Stützbauwerke, *11. Kolloquium Bauen und Boden und Fels, Technische Akademie Esslingen, Tagungshandbuch 2018, S. 389– 399, 2018*

RVS 13.03.61; Qualitätssicherung bauliche Erhaltung – Überwachung, Kontrolle und Prüfung von Kunstbauten – Nicht geankerte Stützbauwerke; *Österreichische Forschungsgesellschaft Straße – Schien – Verkehr; Wien; 03.03.2014*

Schwing E.; Standsicherheit bestehender Gewichtsmauern aus Naturstein, *Mitteilungen der Geotechnik Schweiz, Herbsttagung vom 26. Oktober 2017, Mitteilungen 175, S. 79 - 87, 2017*

Winkler M.; Nutzung von Schadensbildern zur Überwachung von Massenbewegungen – geotechnische Schadensbilder bei Massenbewegungen, *Masterarbeit eingereicht an der Technischen Universität Graz Institut für Bodenmechanik und Grundbau, Graz, 2017*

Wunderlich, T.; Niemeier, W.; Wujanz, D.; Holst, C.; Neitzel, F.; Kuhlmann H.; Areal Deformation Analysis from TLS Point Clouds – The Challenge, *allgemeine vermessungsnachrichten Ausgabe 11-12, 12 S., 2016*

Autoren

Dipl.-Ing. Slaven Kalenjuk, BSc.

slaven.kalenjuk@tugraz.at

Univ.- Prof. Dipl.- Ing. Dr. techn. Werner Lienhart

werner.lienhart@tugraz.at

Institut für Ingenieurgeodäsie und Messsysteme

Technische Universität Graz

www.igms.tugraz.at

Steyrergasse 30, A – 8010 Graz

Tel.: 0043 316 873 4237

Dipl.- Dipl.- Ing. Matthias J. Rebhan, BSc.

rebhan@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, A – 8010 Graz

Tel.: 0043 316 873 6738

Reference Pressure Cell

An effective solution for a challenging matter in soil mechanics

Farzin Karimi, MSc. Geotechnical Engineering; Glöttzl GmbH

Joachim Schneider-Glöttzl, Dipl. Eng. Geotechnical Engineering; Glöttzl GmbH

1 Abstract

Design, construction and sustainable operation of civil infrastructures have always to do with geotechnical monitoring. Two most important categories of geotechnical monitoring by instrumentation are the measurement of pressure and displacement. In many instances of measurement technologies, these two physical parameters help each other to measure a quantity of them. Besides the displacement of soil mass is a source of inconsistent total pressure data. This issue is a challenging matter in geotechnical monitoring of embankment structures which experience a considerable displacement during construction or consolidation phases.

In case of rotation of total pressure cell without knowledge of the final inclination, correction of measured values through the theoretical assumptions is either impossible or not completely reliable.

This paper describes an innovative outcome of a project for developing a new measuring instrument which solve the above-mentioned problem, increase the reliability of monitoring data and reduce the errors and the costs of instrumentation. The important critical success factor of this measuring system is an optimal mechanical and electrical integration of a inclination sensor and a pressure insert in a tight heavy-duty housing. This type of total pressure cell is capable to measure the inclination in two axes up to 90°.

The new developed solution by Glöttzl GmbH for measuring the inclination of pressure cells prepares a good information for correcting the critical soil mechanics stress ratios such as pore water pressure and arching ratio.

Key Words: Instrumentation, Monitoring, Total Pressure, Reference Pressure Cell, Rotation

2 Literature Review

2.1 Source of Errors; How challenging the matter is?

A total pressure cell installed in the body of an earth-fill, e.g. in the clay core of an embankment dam, must be capable to measure the total stress in a special direction. In many instances, the position of pressure cell changes continuously due to the development of displacements and functionally changes the value of measured pressure. This is the most important reason for the inconsistent total pressure data and uncertainty of monitoring results of embankment structures. This uncertainty can cause some misunderstanding of pressure data and related pressure ratios – such as Arching Ratio - and following mistakes of safety monitoring.

The potential for rotation of the total pressure cells in the soil material during compaction of an embankment is very likely. Therefore, the analysis of pressure data in an embankment without knowledge of final inclination of the pressure cell is a challenging matter which sometimes causes resign form installation of total pressure cell.

For reviewing the literature of researches and studies, it would be very helpful starting with the GIN (Geotechnical Instrumentation News) which included an article by Ali Mirghasemi about total pressure cells of Karkheh dam in the 46th episode and subsequently discussions in the next episode. The exchange of ideas mentioned as below about no consistent total pressure data is being still discussed among the manufacturers, geotechnical institutes and consulting companies. The final conclusion of Mr. Dunnycliff for this very interesting theme is generally accepted for principle of stress monitoring in high embankment projects.

A total of 102 clusters, each of five earth pressure cells, have been installed to determine the total stresses in the embankment – a total of 510 cells. This number is about half of total number of instruments installed in the dam. No consistent data was achieved from the earth pressure cells. [Ali Asghar Mirghasemi, 2006]

In summary, measurement of total stress in an embankment is extremely difficult and should not be done unless absolutely necessary and, if necessary, particular care must be given to installation details. [Elmo DiBiagio, 2006]

My experiences with free field total pressure cells have also been disappointing and the cost of their installation in the clay core of a dam is not justified, in my opinion. The results are rarely reliable. [P. Erik Mikkelsen, 2006]

My experience is, and that of many authors at ICOLD Congresses and other Conferences seems to be, that it is very difficult to interpret and rely on the readings from earth pressure cells installed in embankment dams, especially rockfill dams. Many investigators have spent time and money installing such cells, but have, in general, found the measurements of little value. **There are examples of pressure cells giving valuable readings when the cells are installed on a structural interface, but not inside the dam body.** [John Dunncliff, 2006]

The conclusion of Mr. Dunncliff specially his mentioning of a *solid subsurface* implicates the rotation of total pressure cells as a main source of inconsistent data inside the embankment. Till that time there were a number of tries to reduce the local initial rotation of total pressure cells which happens during the earth-filling of first layers. However, there is no documented tests attempting to measure the inclination of total pressure cell precise and long-term.

There are a wide range of studies which have focused on stress-strain status in embankment projects specially for the verification of monitoring results or numerical back analysis by instrumentation. These researches have addressed a lot of uncertainties and generally mentioned to the rotation of pressure cells.

A similar study which has already implicated this inconsistent total pressure data is a research on the stress status of Taham dam in Iran. The difference between the numerical modeling and instrumentation data for total normal pressure is shown in figure 1.

Normally if a total pressure cell in an embankment rotates, the measured values are less than vertical stress at the point of measurement. For a better imagination of rotation, two displacement profiles of Taham dam shown in fig. 2 are helpful. In this dam it is expected to face a rotation of total pressure cells under these large displacement conditions.

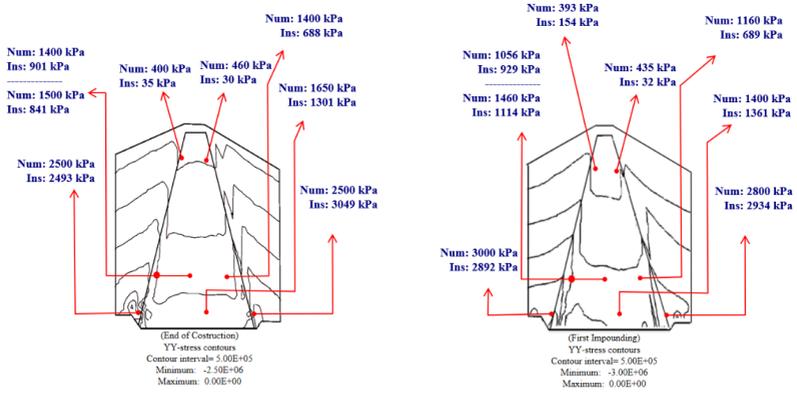


Fig. 1: Total normal pressure before and after impounding of Taham dam reservoir, Numerical analysis: Num. / Total pressure data: Ins. [Farzin Karimi, 2005]

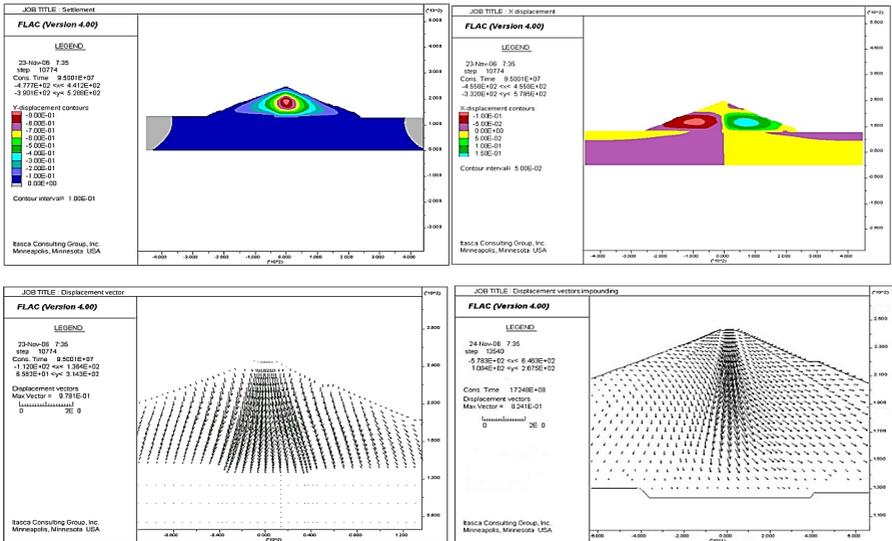


Fig. 2: Numerical Modeling, Vertical and lateral displacement profiles and displacement vectors of Taham dam [Farzin Karimi, 2005]

As shown in the figure 1, there is a considerable difference between the numerical model (Num.) and the data of instrumentation (Ins.). The best compatibility of the pressure data

with the calculated values belongs to the lowest level of installation. This level of installation is located in the bottom of clay core only 30 cm above the thick roller compacted concrete layer in a height of 10 m (Fig. 3). It is very likely that the rotation of total pressure cells in this level is very negligible (remember the conclusion of Mr. Dunicliff: “the structural interface”).

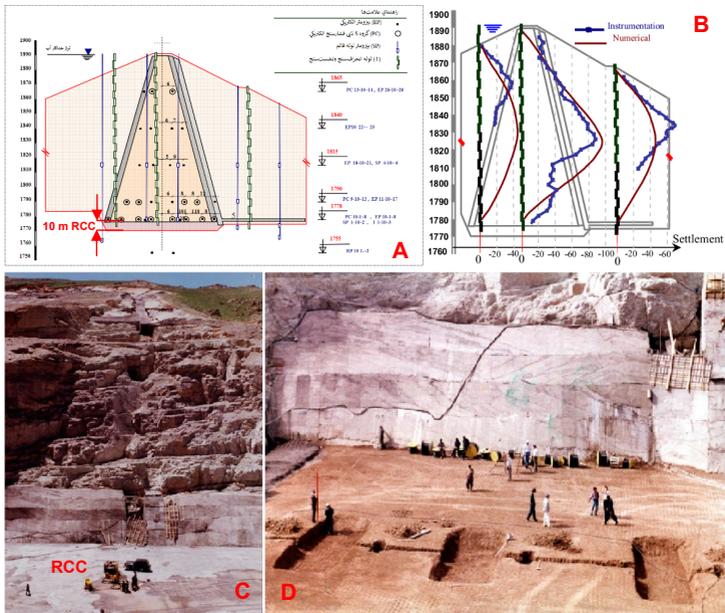


Fig. 3: A) The highest instrumentation section of Taham dam, B) Settlement profile C) Interface of RCC and clay core, D) Excavated banks for installation of instruments, this level of instrumentation is only 30 cm above the RCC [Farzin Karimi, 2005]

There are a lot of discussions about some other technical source of errors, in spite of the rotation, which would be mentioned here very briefly. For a better understanding of these technical difficulties, a review of the components of a total pressure cell is unavoidable.

The Total Pressure Cell (TPC) consists of one or two active pressure pad(s), hydraulic oil tube, and a housing for diaphragm-type insert as well as hydraulic/pneumatic compensation valve (Fig. 4). The grooved pressure pads are expressly mentioned as Active Pressure Pad

which cause a quite uniform deformation of pressure pad (Fig. 5). For installation of a total pressure cell on the structural interface, grooving the lower pad side is sometimes not recommended or not ordered by users.

Two common electrical pressure sensors for the embankments are the Vibrating Wire and Piezoresistive sensors which are selected depending on construction method.

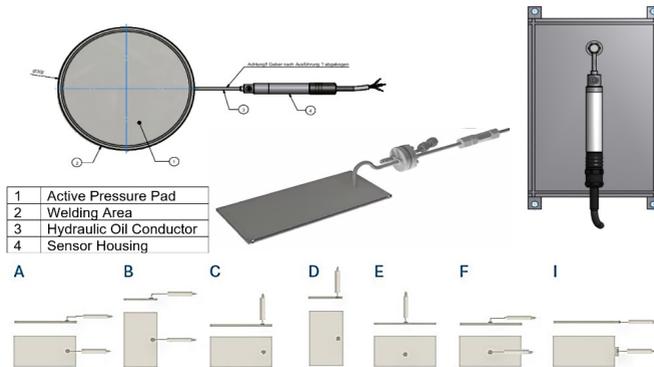


Fig. 4: Total Pressure Cells, Variations of electrical and hydraulic/pneumatic sensor, circular and rectangular, sensor housing connections

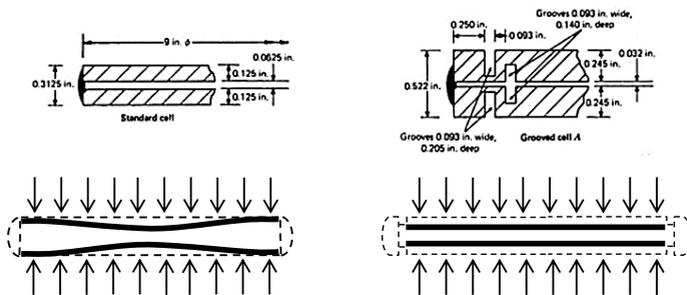


Fig. 5: Deformation of welded edge and grooved edge pressure pads under uniform pressure in fine soil materials

The unqualified mechanical and electrical components are the prior source of errors and inconsistency of data respectively. Each mechanical component of an instrument as well as electrical components are involved in the final precision.

The assembly of the loading pads and the insert in an appropriate housing are all-over important. A thigh housing with one-tenth millimeter tolerance or a slim housing prone to this deformation can reduce the precision tens of percent. In a similar manner the electrical components are enough sensitive to cause the errors and confusing uncertainties.

2.2 Source of Errors; How helpful the conventional solutions are?

There are some methods which are presented again and again by engineers and researchers which try to overcome these uncertainties either by some technical considerations during manufacturing, installation or by some recalculating of measured stress values.

First, some special changes in material and configurations of sensors, e.g. reducing drift and creep effects, the heavy-duty housings for inserts, short length hydraulic oil tubes, circular ventilation oil filling, grooving the loading pads, etc. would be listing as important achievements of manufacturers for overcoming the technological sources of errors (Fig. 6). But they don't take any warrant for on-site consistent measurement of total pressure.

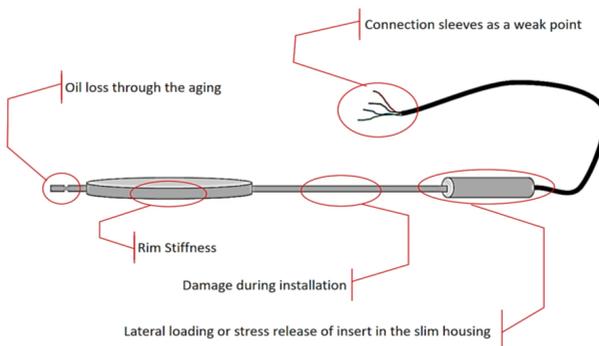


Fig. 6: Total Pressure Cell, Some sources of manufacturing errors

Second, the technical considerations during installation on site for positioning, installation, material filling and compaction don't guarantee in any case a steady fixed direction of installed pressure cells. These methods generally try to make a same compaction conditions around the total pressure cell for preventing a local rotation and the local arch-action.

On the other hand, the theoretic recalculations are based on many assumptions. There are some methods which are a combination of both practical and theoretical methods for reducing the negative physical effects and increasing the accuracy of theoretical calculations. Although these methods have certainly some limitations and disadvantages.

The conventional theoretical solutions, applicable considerations for installation and technological achievements of manufacturers are generally limited to the mechanical aspects of instrument and don't present any solution for overcoming the measuring errors due to the long-term rotation. Consequently, the theoretical, technological and technical solutions for inconsistent pressure data in an embankment under a large displacement conditions are effective only for reducing the sources of short-term errors.

It is to be noticed that there is a considerable quantity of embankment structures, especially embankment dams, in which projects the designer has preferred to resign the stress monitoring by total pressure cells. The current technical and academic literatures implicate that this attitude is becoming rapidly as an accepted design method of instrumentation of embankment structures. In that case the only remaining solution for approximating the pressure ratios is evaluating a pressure value by the average density of overburden materials regardless of unequal layer compaction and arching phenomenon.

3 Solutions

3.1 Conventional Solutions; Cluster Cells without excavation of an installation Bank

The most known practical method for overcoming non-uniform compaction of installation area which causes a short-term local arching and additional rotation, is embedding the cell by spreading and compaction of soil without excavation an installation bank. The compaction of soil in the bank by using a light-weight roller results lower stiffness at the embedded sections than surrounding fill.

In case of embedding the cell without excavation, using heavy machines for compaction of first soil spreading is possible (Fig. 7). The installation of total pressure cell in the large embankment projects through this method for overcoming the short-term local arching and initial rotation is quite accepted everywhere. However, these phenomena can cause an inconsistent pressure data during the filling of first overburden layers which is negligible compared to the full-scale pressure and displacement. It would be very careless to account the short-term non-uniform compaction which would be adjusted during the construction time for long-term source of error.

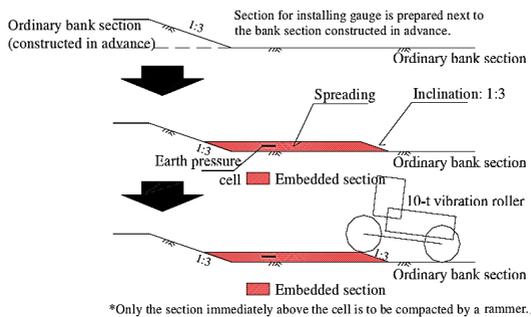


Fig. 7- Embedding cell by spreading soil, Minamiaki dam

[Masanori Matsuu, Akira Takahashi, Yoshihisa Uchita, Hideki Ohta, 2008]

As a combination of practical and theoretical method, the installation of a cluster of cells make the recalculation of the inclination possible. In this method, the pressure cells are installed with maximum possible compaction ratio and minimum disturbance of surrounding fill in a cluster form up to five directions. In figure 8, the arrangement of embedded total pressure cells in a cluster of five cells is shown.

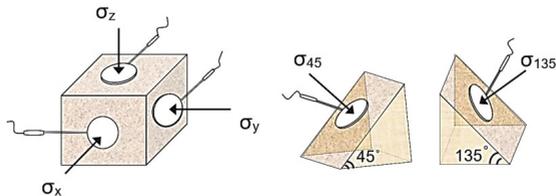


Fig. 8- The angles of embedded total pressure cells in a cluster of five cells.

Since the total pressure cells in one cluster are close enough to each other and adjust equally with the soil mass deformation quite all of them, an equal change of installation angle of whole pressure cells is expectable. Therefore, they can be considered as stresses in different directions for a single point in the embankment. The evaluation of the stress ratio (normal stress to lateral stress; σ_{\max} and σ_{\min}) and the angel of pressure pads (θ) as follows is possible by theoretic recalculating of pressure data. For this reason, the Plain Strain formulation of strength of materials is used. The maximum and minimum principal stresses will be calculated by the following equations.

$$\sigma_1 = \sigma_{\max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (1)$$

$$\sigma_3 = \sigma_{\min} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} - \sqrt{\left(\frac{\sigma_x - \sigma_y}{2}\right)^2 + \tau_{xy}^2} \quad (2)$$

The lateral stress (σ_x) and the normal stress (σ_y) are recorded by total pressure cells which are installed vertical and horizontal. The shear stress (τ_{xy}) is obscure in the equations. To calculate τ_{xy} the equations of plain stress model must be referred to. Therefore, if an element rotates the angle θ , the magnitude of normal and horizontal stresses applied on the plates of this element – Active Pressure Pads – can be derived by the following equations.

$$(\sigma_x)_\theta = \sigma_x \cos^2\theta + \sigma_y \sin^2\theta + 2 \tau_{xy} \sin\theta \cos\theta \quad (3)$$

$$(\sigma_y)_\theta = \sigma_x \sin^2\theta + \sigma_y \cos^2\theta - 2 \tau_{xy} \sin\theta \cos\theta \quad (4)$$

Usually in each cluster of five cells, two total pressure cells exist with 45° and 135° angles of pad relative to horizon. The stress coordinates in a rotated element are present in Figure 9. So by assuming the installation angles of 45° and 135° as the angle of rotated element (θ) the evident quantities are θ , $(\sigma_y)_\theta$, σ_x and σ_y . The only obscure quantity is τ_{xy} . After calculating the value of shear stress, σ_1 and σ_3 can be derived by equations 1 and 2.

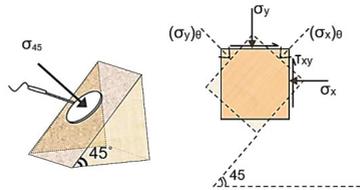


Fig. 9- The normal stresses on the rotated element recorded by the cell embedded 45°

One step further is using the Mohr circle from Mohr-Coulomb failure envelope. By this assumption that the behavior of soil materials is dominated by Mohr-Coulomb failure criterion, there is a possibility to evaluate the direction of total pressure cell and correcting the values of total stresses. With knowledge of stress ratios from the installed pressure cells and using the pole method of Mohr circle, finding the direction of pressure pad is possible. Any straight line drawn from the pole will intersect the Mohr circle at a point that represents the state of stress on a plane inclined at the same orientation (parallel) in space as that line. In figure 10 and 11, the Mohr-Coulomb failure envelope and pole of Mohr circle are shown.

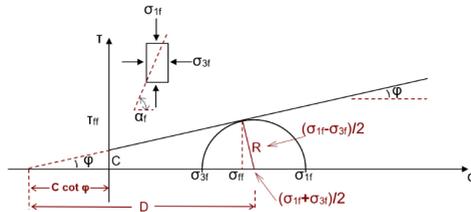


Fig. 10- Mohr circle and Mohr-Coulomb failure envelope for a cohesive soil

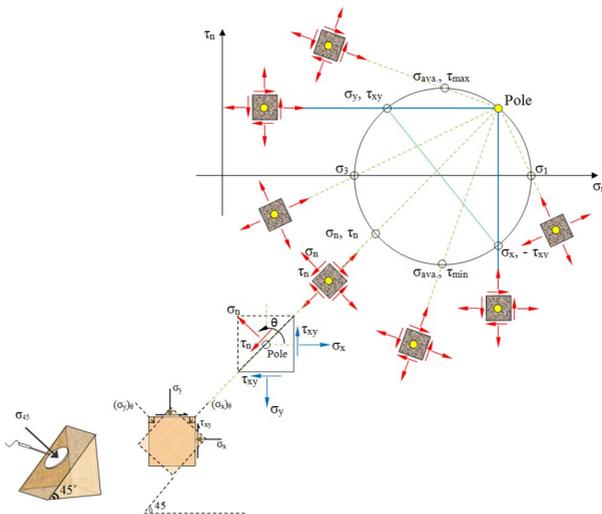


Fig. 11- Mohr's circle for plane stress and plane strain conditions

3.2 The Effective Solution; Measuring the Inclination of Pressure Pad

The idea behind the new instrument for measuring the rotation of total pressure cells was very simple. However, there were many limitations to develop this simple idea. One of these limitations which play a big role in the final product is the geometry of instrument. The first comment for this idea was to combine a total pressure cell with a building inclinometer (fig. 12). In spite of that the selected inclination sensor for the first idea is very accurate, but the geometry of the product was not appropriate for installation in an embankment.

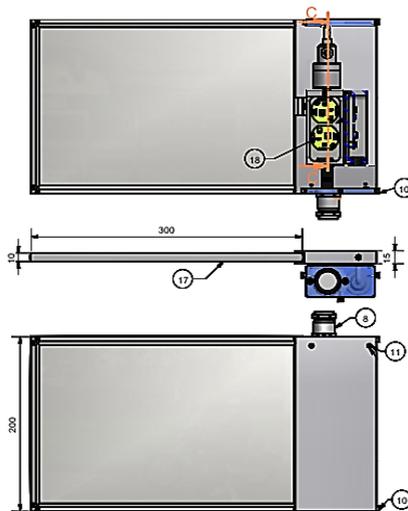


Fig. 12- The first idea for combination of pressure cell with biaxial building inclinometer

The final comment on the idea was an integrated on-board sensor in the available standard heavy-duty housing of pressure insert. The standard available Glötzl heavy-duty housing and its mechanical components present an optimum ratio with active pressure pad. Therefore, the maximum dimensions of the electronic board were limited to 44x14 mm (LxW). The sensor which should be printed on the board can only place in a half-round space with maximum 3,5 mm height (fig. 13).

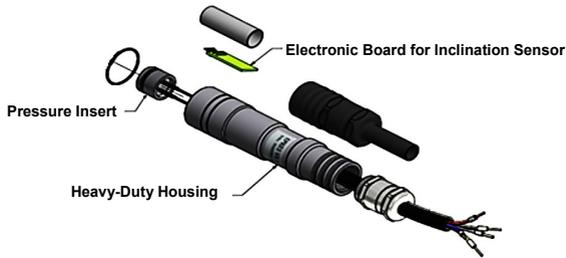


Fig. 13- Integrating an on-board inclination sensor in the standard Glötzl heavy-duty housing

Thank the rapid rise of electronic technologies, there are numerous types of reduced size inclination sensors available on the market. To make a decision for selecting an appropriate precise sensor which is convenient for a thin electronic board, the significant approaches were as follows.

- Dimension of sensor
- Precision and reproducibility
- Long-term stability
- Mechanical shock capacity
- Temperature sensitivity
- Price

The last factor is very decisive. The final price of this product - depending on the precision of the sensor - should not be expensive and possibly limited to the reasonable value of 30 percent of total pressure cell. On the other hand, the reasonable precision for measuring the inclination of a total pressure cell in an embankment dam are considerably less than a building inclinometer. Therefore, between a wide range of sensors the MEMS-Sensor appears to be appropriate for the reason. The technical specifications of selected biaxial sensor are as follows.

- Type of sensor: Lifetime calibrated MEMS sensor
- Measuring range: $\pm 30^\circ$ and $\pm 90^\circ$
- Measuring accuracy: 1 mm / m
- Resolution: 0.06 mm/m
- Mechanical drop shock: 1 m onto a concrete surface
- Temperature operating range: $-40^\circ \dots +125^\circ$ (limited to the pressure insert $-25^\circ \dots 85^\circ$)
- Temperature sensitivity: 0.01 % / $^\circ\text{C}$

The next step for actualizing the idea was data measurement with available hand-held readout units. The output signals of the selected sensor are measured in both axes by Glötzl NMA09 and converted to the sinus values (fig. 14).



Fig. 14- Glötzl hand-held readout unit for inclination sensors connected to the MEMS

Two most important advantages of this development are sealing and dimensions. The dimensions are limited to the above-mentioned size and could be assembled in whole measuring instruments which include the housing. For example, the settlement gauges, load cells and borehole camera modules. For this reason, it is important to fix the housing with special brackets for preventing any wobble effect. In the fig. 15 the brackets for a total pressure cell and a pile load cell are shown.

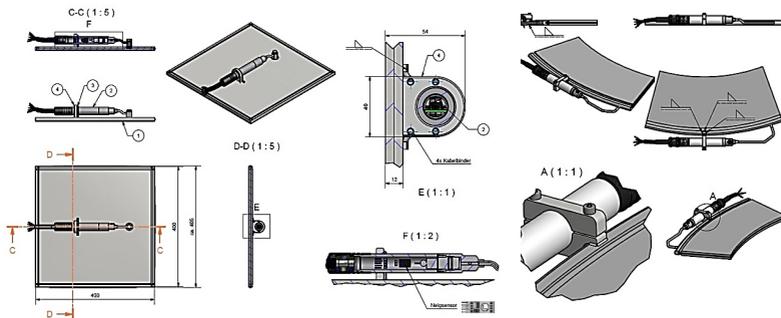


Fig. 15- Special fixing brackets of heavy-duty housing

Since the total pressure cells in a cluster of cells are close to each other, it is enough to equip a total pressure cell with the inclination sensor and making it as reference instrument. For this reason, the total pressure cells equipped with biaxial inclinometer are characterized as Reference Pressure Cell (RPC).

As already mentioned there is no limitation for integrating a biaxial inclination sensor in the housing of whole pressure sensors. Therefore, Glötzl GmbH has developed a new generation of settlement gauges and load cells which are capable to measure the inclination. This possibility helps the engineers to achieve a better understanding of stress status and load distributions in the structures.

4 Conclusion

An accurate measurement of the inclination of total pressure cells installed in an embankment is a grate possibility for geotechnical monitoring for overcoming the uncertainties of stress monitoring. The arching (A_r) and pore water pressure ratio (R_u) are the critical relationships in soil mechanics which are calculated through the knowledge of normal total pressure. It is possible if the degree of rotation of total pressure cell is clear. The reference pressure cell enables the engineers to recalculate the normal pressure and verified pressure ratios.

Acknowledgements

The authors thank Mr. Leonhard Roller and Mr. Michael Zopf from Glötzl GmbH for their assistance in this project.

References

Ali Asghar Mirghasemi; Karkheh Dam Instrumentation System, *Geotechnical News* March. 2006, pp 32-36

John Dunicliff; Discussions of Karkheh Dam Instrumentation System, *Geotechnical News* June. 2006, pp 34-43

Farzin Karimi; Study of behaviour of embankment dams by instrumentation monitoring and numerical back analysis - Case Study Taham Dam, MSc: Thesis; Amirkabir University of Technology Iran (Teheran Polytechnic); 2005

Masanori Matsuu, Akira Takahashi, Yoshihisa Uchita, Hideki Ohta; Improvement of Earth Pressure Measuring Method in Rock-Fill Dams, *76th Annual Meeting of ICOLD 2008*

Authors

Farzin Karimi, M.Sc. Geotechnical Engineering, Tehran Polytechnic

karimi@gloetzl.com

Joachim Schneider-Glötzl, Dipl. Eng. Geotechnical Eng., KIT Karlsruhe

schneider@gloetzl.com

Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH

www.gloetzl.com

Forlenweg 11, 76287 Rheinstetten

Tel.: 0721 51 660

Monitoring als Entscheidungsgrundlage für die Rechtfertigung über die Rückholung/Endlagerung von hochradioaktiven Abfällen

Volker Mintzlauff, R. Paola León Vargas, Ida Epkenhans, Joachim Stahlmann
Technische Universität Braunschweig

1 Einleitung

Monitoring bekommt in der Endlagerdiskussion eine immer größere Bedeutung. Aufgrund der untertägigen Bedingungen und den Sicherheitsanforderungen an ein Endlager¹ stellt es eine technische Herausforderung dar.

Jahrzehntlang wurde in Deutschland eine wartungsfreie Endlagerung in Salz am Erkundungsstandort Gorleben angestrebt. Im Jahr 2013 wurde mit dem Standortauswahlgesetz (StandAG), die Suche nach einem geeigneten Standort für ein Endlager für hochradioaktive Abfälle neu gestartet. Das StandAG beinhaltet auch die Bildung der Kommission „Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe“, welche in ihrem Abschlussbericht eine „Endlagerung mit Reversibilität“ empfiehlt (Endlagerkommission, 2016). Reversibilität bedeutet, dass jede Entscheidung und jeder Prozessschritt im Endlagerprojekt zurückgenommen werden kann. Die geforderte Reversibilität beinhaltet somit auch die Berücksichtigung der Rückholbarkeit bei der Auslegung des Endlagers. Motivation für diese Option sind das Erkennen möglicher ungeplanter negativer Entwicklungen im Endlagersystem und die Möglichkeit, rechtzeitig darauf zu reagieren.

Um Aussagen über die Entwicklung des Tiefenlagersystems treffen zu können, müssen die mit der Einlagerung der Abfälle verbundenen Prozesse beobachtet werden. Die dafür vorzusehende Beobachtungsphase kann mehrere Jahrzehnte andauern. Monitoring soll in diesem Zeitraum Daten als Grundlage für die Entscheidung über eine Rückholung oder eine Überführung in ein wartungsfreies Endlager liefern. Durch die Konsequenzen dieser

¹ Ein wartungsfreies Endlager wird als untertägige Einrichtung zur Entsorgung radioaktiver Abfälle ohne Intention einer Rückholung definiert. Der Artikel verwendet für das Lager vor dem Verschluss den auch in der Schweiz gebräuchlichen Begriff „Tiefenlager“, um zu verdeutlichen, dass über den endgültigen Verbleib der Abfälle in dieser untertägigen Einrichtung noch entschieden werden muss.

Entscheidung bekommt die Verlässlichkeit der ermittelten Daten einen hohen Stellenwert. Die Funktionalität der gesamten Messkette ist über diesen Zeitraum zu gewährleisten.

Der vorliegende Beitrag soll die Bedeutung des Monitorings bei einem zu planenden Tiefenlagerprojekt verdeutlichen. Dafür wird zunächst die durch die Forderung nach Reversibilität bedingte Rückholbarkeit im Kontext zu den Lebensphasen eines Tiefenlagers dargestellt. Anschließend werden die Randbedingungen durch die miteinander gekoppelten Prozesse in einem Tiefenlager und die daraus folgenden Anforderungen an die Messtechnik erläutert. Darauf aufbauend wird ein Messkonzept erstellt. Abschließend geht der Beitrag auf die Entscheidungen während des Monitoringprogramms näher ein.

2 Grundlagen des Monitorings in der Tiefenlagerung

2.1 Rückholbarkeit im Tiefenlagerprojekt

Rückholbarkeit ist die konkrete und geplante Möglichkeit der Wiedergewinnung der eingelagerten hochradioaktiven Abfälle aus dem Tiefenlager. Die Option der Rückholung bedingt die Offenhaltung von Teilen des Grubengebäudes, um einen vergleichsweise schnellen Zugang zu den Abfällen zu gewährleisten. Die Offenhaltung betrifft Infrastrukturstrecken und Schächte und erfolgt maximal bis zu dem Zeitpunkt, an dem die Entscheidung „Rückholung oder endgültige Endlagerung“ aufgrund der Degradation des Grubengebäudes getroffen werden muss. Technisches Monitoring ermöglicht es, unerwartete Entwicklungen im Tiefenlagersystem zu erkennen und zeitnah auf sie reagieren zu können. Wird eine unerwartete bzw. unplanmäßige Entwicklung des Tiefenlagersystems in der Betriebsphase nachgewiesen, kann die Rückholung der eingelagerten Abfälle eine Konsequenz sein. Die Entscheidung für eine Rückholung kann auf gesellschaftliche oder technische Aspekte zurückgeführt werden.

Um zu verdeutlichen, in welchem Zeitraum eine Rückholung möglich und Monitoring innerhalb eines Tiefenlagerprojekts von Bedeutung sind, stellt Abbildung 1 die Lebensphasen eines Tiefenlagers dar. Sie lassen sich in drei Phasen unterteilen: Die Vorbetriebsphase, in der die Standortsuche und Genehmigung des Tiefenlagers erfolgt, die Betriebsphase, in der das Bergwerk aufgefahren, die hochradioaktiven Abfälle eingelagert und die Einlagerungsstrecken versetzt werden und die Nachbetriebsphase, in der zunächst eine weitere Beobachtung und Überwachung der Tiefenlagerentwicklung

erfolgt. Es schließt sich die eigentliche Endlagerphase an, die keine weiteren Maßnahmen zur Wartung erfordert. Aufgrund der versetzten Schächte lassen sich die eingelagerten Abfälle nur noch mittels einer Bergung, die eine bergmännische Wiederauffahrung des Grubengebäudes erfordert, wiedergewinnen. Um eine verlässliche Datenbasis zu schaffen, muss Monitoring von der Errichtung des Bergwerks bis zum Verschluss des Tiefenlagers betrieben werden. Die Einlagerungszeit für die im Inland zu erwartenden Abfälle wird auf 40 Jahre geschätzt (Bollingerfehr et al., 2012). Die darüber hinausgehende Beobachtungsphase ist zeitlich nicht näher eingegrenzt, wird aber einige Jahrzehnte andauern.

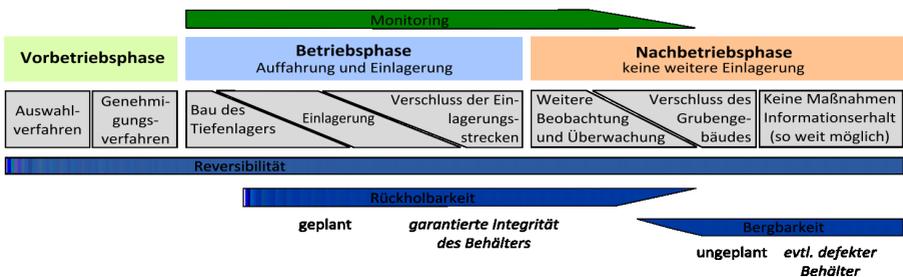


Abbildung 1: Technisches Monitoring in den Lebensphasen eines Tiefenlagers
(Stahlmann et al., 2015)

2.2 Generisches Tiefenlager

2.2.1 Aufbau

Um zunächst einen generellen Überblick zu erhalten, stellt Abbildung 2 den prinzipiellen Aufbau eines Tiefenlagers dar. Für die Einlagerung in den tiefen Untergrund ist eine Infrastruktur erforderlich, die obertägig aus einem Pufferlager und einer Konditionierungsanlage sowie der Schachanlage und untertägig aus Werkstätten und Zugangsstrecken in die Einlagerungsbereiche besteht. Für das untertägige Monitoring ist eine Überfahrungssohle vorzusehen.

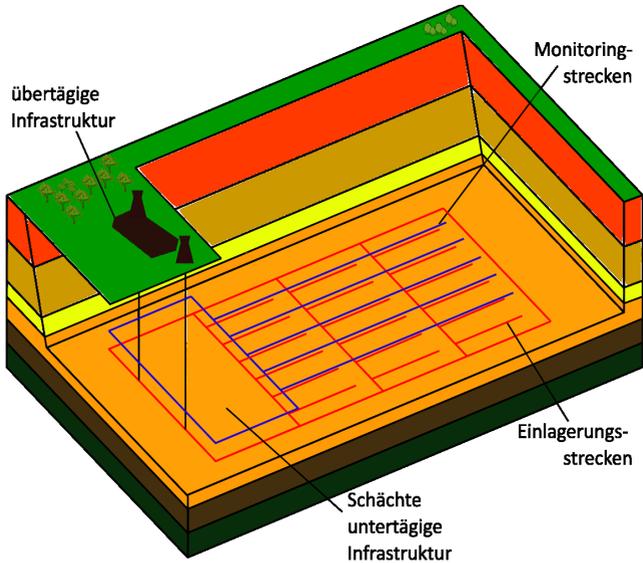


Abbildung 2: Tiefenlager in dreidimensionaler Ansicht

Innerhalb der Forschungsplattform ENTRIA² wurde ein generisches Tiefenlagermodell entwickelt, um die bei der Standortauswahl relevanten verschiedenen Wirtsgesteine Steinsalz, Ton, Tonstein und kristallines Hartgestein gegenüberstellen zu können (siehe Abbildung 3). Das generische Tiefenlagermodell besteht aus einem zweisöhligen Bergwerk, wobei die obere Sohle als Erkundungs- und Monitoringsohle dient. In der unteren Sohle befinden sich die Einlagerungsbereiche und die Infrastruktur. Die Einlagerungstrecken werden direkt nach der Einlagerung der Behälter versetzt und mit einem Verschlussbauwerk, welches eine Widerlager- und eine Abdichtungsfunktion hat, versehen. Während der Offenhaltungsphase werden die Einlagerungstrecken über Bohrungen von der Monitoringsohle aus überwacht.

² Siehe hierzu www.entria.de

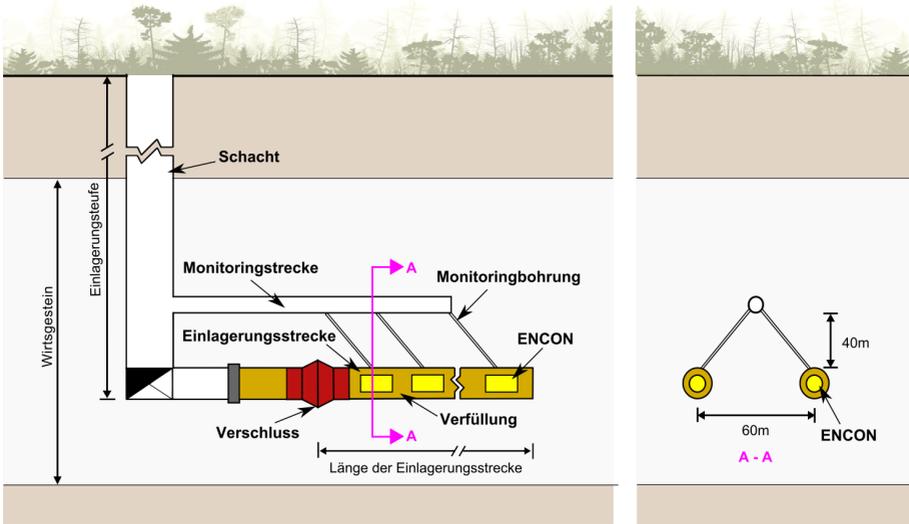


Abbildung 3: Generisches zweisöhliges Tiefenlagermodell (Stahlmann et al., 2015)

Der Versatz und das Verschlussbauwerk sind dem jeweiligen Wirtsgestein angepasst. Im Steinsalz kommt als Versatz Salzgrus zum Einsatz, das Verschlussbauwerk besteht aus Salzbeton. In den anderen Wirtsgesteinen, Ton, Tonstein und kristallines Hartgestein, basiert der Versatz auf Bentonit, der durch Wasseraufnahme quillt, sein Volumen vergrößert und so verbleibende Resthohlräume verschließt bzw. abdichtet. Auch das Abdichtungselement basiert auf Bentonit, sodass luftseitig ein Widerlager erforderlich ist, um den Quelldruck aufzunehmen. Das Widerlager besteht aus einem Beton aus Niedrig-pH-Zement.

2.2.2 Bauphasen und Offenhaltung

Das Monitoring beginnt mit dem Bau des Tiefenlagers. Abbildung 4 zeigt die Bereiche exponierter Zustandsänderungen des vorgestellten generischen Tiefenlagers über die Bauphasen und die Offenhaltung und somit den Zeitraum des Monitoringprogramms. Zunächst wird der Schacht zusammen mit der Erkundungssohle (später Monitoringsohle) aufgefahren. Die Eigenschaften des vorliegenden Gebirges sind mittels geeigneter Messtechnik zu untersuchen und Referenzwerte zu ermitteln. Anschließend erfolgt die Auffahrung der für die Einlagerung erforderlichen Infrastruktur und der

Einlagerungsstrecken. Auch hier sind Messungen zu den Gebirgseigenschaften vorzunehmen. Nach der Einlagerung der beladenen Behälter mit den hochradioaktiven Abfällen wird die Einlagerungsstrecke versetzt, mit einem Verschlussbauwerk versehen und die Überwachung der Entwicklungen beginnt.

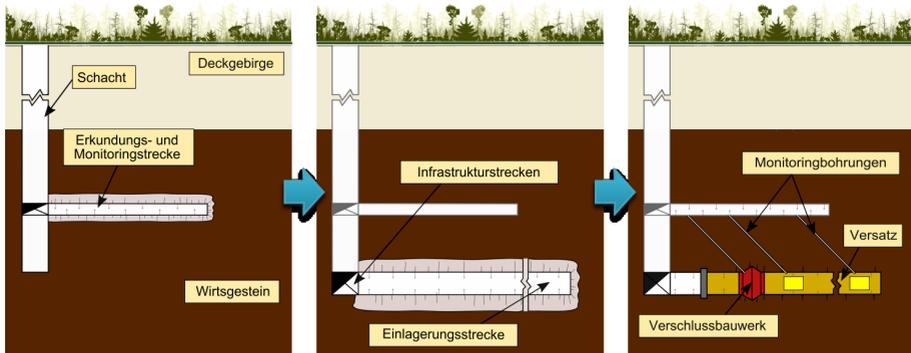


Abbildung 4: Bereiche exponierter Zustandsänderungen während der Errichtung und Offenhaltung eines Tiefenlagers (Stahlmann et al., 2018)

Das Monitoring kann in der offengehaltenen Infrastruktur direkt durchgeführt werden. Durch den Versatz ist die Einlagerungsstrecke nicht mehr direkt zugänglich.

Das Monitoringprogramm sollte jede Einlagerungsstrecke abdecken. Ist der Einbau der geotechnischen Barriere jedoch ausreichend erprobt und befinden sich die Strecken innerhalb eines Homogenbereichs gleicher Geologie, genügt es, eine repräsentative Auswahl der Strecken zu instrumentieren.

2.2.3 Einflussfaktoren im Tiefenlagersystem

Die Entwicklung eines Tiefenlagers wird durch thermisch-hydraulisch-mechanisch-chemisch gekoppelte Prozesse (THMC-Prozesse) bestimmt. Unabhängig vom Wirtsgestein werden über die Bewetterung in jedem Grubengebäude die Temperatur, die Feuchtigkeit und der Sauerstoffgehalt beeinflusst. Ein weiterer Einflussfaktor ist die von den beladenen Behältern abgestrahlte Wärme in das Gebirge. Durch Trennflächen können Fluide in das Tiefenlagersystem eintreten. Infolge Korrosion des Behälters entstehen Gase und bei einer Beschädigung eines Behälters können Radionuklide austreten. Weitere Prozesse und Entwicklungen des Tiefenlagers hängen von den Eigenschaften des

Wirtsgesteins und des jeweiligen Barrierenkonzepts ab, die im Folgenden genannt werden.

Steinsalz besitzt eine hohe Eigentragfähigkeit und eine ausgeprägte Kriechfähigkeit, die mit der Temperatur positiv korreliert. Der als Abdichtungselement und Widerlager verwendete Salzbeton schrumpft nach seinem Einbau durch das Abbinden, sodass ein Spalt zwischen Verschlussbauwerk und Gebirge entsteht. Das Versatzmaterial besteht aus Salzgrus, der relativ locker gelagert in die Strecken eingebaut wird. Aufgrund der Eigenkompaktion lässt sich die Bildung eines Firstspalts nicht vermeiden. Durch die Konvergenz des Gebirges schließt sich der Spalt und kompaktiert das Salzgrus, wodurch sich seine Dichte erhöht. Der Prozess verringert einerseits die Porosität sowie die damit verbundene Permeabilität und erhöht andererseits die Wärmeleitfähigkeit des Versatzes.

Ton hat eine sehr geringe Eigentragfähigkeit, auf die mit einem steifen Ausbau reagiert werden muss. Er weist eine hohe Plastizität auf. Durch seine geringe Durchlässigkeit stagniert das Grundwasser. Im Gegensatz zu Ton weist Tonstein eine bessere, wenn auch nicht sehr gute Eigentragfähigkeit auf, die mit einem angepassten Ausbaukonzept gefördert werden kann. Tonstein hat eine geringe Plastizität und ein ausgeprägtes Trennflächensystem, welches für den Grundwasserfluss relevant sein kann. Auch hier stagniert im Allgemeinen jedoch der Grundwasserfluss.

Das kristalline Hartgestein besitzt eine hohe Eigentragfähigkeit und verhält sich spröde. Klüfte können im Laufe der Entwicklung nicht verheilt werden. Es ist im Gegensatz zu den vorherigen Wirtsgesteinen ein Kluftgrundwasserleiter und weist somit einen nicht zu vernachlässigen Grundwasserfluss auf. Das Gestein besitzt daher keine Barriereeigenschaft, sodass diese vom Versatz übernommen werden muss.

Als Versatz und Abdichtungselement in Ton, Tonstein und kristallinem Hartgestein kommen bentonitbasierte Materialien zum Einsatz. Das Quellverhalten von Bentonit ist von seiner genauen Zusammensetzung, seiner Einbaudichte und dem Wasserdargebot im Wirtsgestein abhängig. Auf eine ausreichende Abdichtung kann bei der Entstehung eines Quelldrucks geschlossen werden. Das durch den Quelldruck erforderliche Widerlager besteht aus einem Beton aus Niedrig-pH-Zement, welcher einen ausreichenden Kontakt zum Wirtsgestein aufweisen muss.

2.2.4 Funktionalität und Normalentwicklung

Der mögliche Haupttransportweg für Radionuklide sind Fluide. Eine langfristige Isolierung der Radionuklide im Tiefenlager wird daher durch Fernhalten von Lösungen von den eingelagerten Behältern erreicht. Der Schlüsselfaktor dafür sind die Permeabilität des Wirtsgesteins, die Permeabilität der Auflockerungszone und die Permeabilität der geotechnischen Barriere. Abbildung 5 stellt den Zusammenhang zwischen den unterschiedlichen Permeabilitäten und Spannungen für die verschiedenen Wirtsgesteine dar.

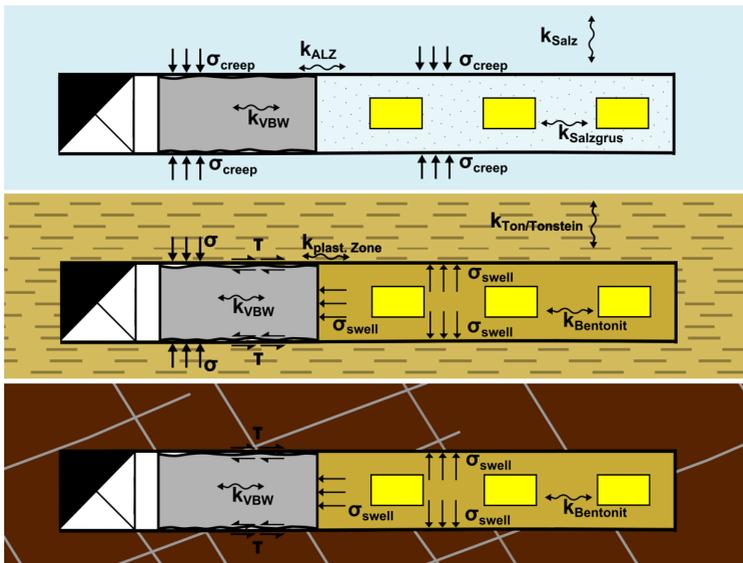


Abbildung 5: Integritätsbestimmende Spannungen und Permeabilitäten in den versetzten Einlagerungsbereichen in Steinsalz (oben), Ton/Tonstein (mittig) und kristallinem Hartgestein (unten)

In der Einlagerungsstrecke in Steinsalz ist die Anfangsporosität des eingebrachten Salzgruses relativ hoch. Durch fortschreitendes Aufkriechen des Gebirges wird es kompaktiert und baut einen Gegendruck zum Gebirgsdruck auf. Dadurch sinken seine Porosität und Permeabilität. Der vollständig kompaktierte Salzgrus weist schließlich annähernd die gleichen Eigenschaften wie das umgebende Gebirge auf. Im Bereich des Verschlussbauwerks ergibt sich durch das Aufkriechen des Gebirges auch dort ein form-

und kraftschlüssiger Verbund und potentielle Umläufigkeiten werden im Verlauf der Tiefenlagerentwicklung geschlossen.

In den anderen Wirtsgesteinen ist die Abdichtung des Grubenraums im Wesentlichen durch das Aufquellen der Bentonitbarriere zu erreichen. Das Aufquellen geht mit einer Volumenvergrößerung einher, sodass der Versatz sowie das Abdichtungsbauwerk bei behinderter Quellung einen Quelldruck auf das Gebirge ausüben. Demzufolge reduziert sich die Permeabilität sowohl im Bentonit selbst als auch im angrenzenden Gebirgsbereich. Die Barrierewirkung der geotechnischen Systeme ist damit gewährleistet.

2.3 Monitoring im Tiefenlager

2.3.1 Anforderungen an die Messtechnik

Während der Offenhaltung ist die Funktionalität des Tiefenlagers, d.h. die Isolation der eingelagerten Abfälle, durch technische, geotechnische und geologische Barrieren sicherzustellen. Das Monitoring soll die erforderlichen Daten liefern, um die Integrität dieser Barrieren nachweisen zu können.

Durch das Monitoring werden somit Zustandsänderungen im Tiefenlager erfasst und bewertet, um rechtzeitig unplanmäßige Entwicklungen zu erkennen. Sind diese Daten aufgrund eines Ausfalls eines Messsystems nicht mehr verfügbar, ist aufgrund konservativer Annahmen ein „worst-case-Fall“ zu unterstellen. Die Funktionsfähigkeit der Barrieren kann nicht garantiert werden, sodass aus technischer Sicht die Rückholung der Abfälle erfolgen muss. Das Monitoring muss daher als Entscheidungsgrundlage verlässliche und aussagekräftige Messdaten in dem gesamten Zeitraum der verlängerten Offenhaltungsphase d.h. über mehrere Jahrzehnte liefern.

Artikel 8.1 der Sicherheitsanforderungen des ehemaligen Bundesministeriums für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU) besagt, dass „die Durchörterung des einschlusswirksamen Gebirgsbereichs mit Schächten, Auffahrungen oder Bohrungen [...] zu minimieren“ ist (BMU, 2010). Des Weiteren heißt es in Artikel 8.4: „Maßnahmen, die zur Sicherstellung der Möglichkeiten zur Rückholung oder Bergung getroffen werden, dürfen die passiven Sicherheitsbarrieren und damit die Langzeitsicherheit nicht beeinträchtigen“ (BMU, 2010). Das bedeutet, dass weder die geologischen noch die geotechnischen Barrieren durch die Messtechnik geschädigt werden dürfen. Daten- sowie Energietransfer

müssen daher kabellos erfolgen. Jede Bohrung, die für einen kabelgebundenen Transfer notwendig ist, schädigt die durch sie durchhörte Barriere.

Hinsichtlich der Messtechnik gibt die Internationale Atomenergieorganisation (IAEA) vor, dass bei der Genehmigung des Tiefenlagerprojekts der aktuelle Stand der Technik berücksichtigt werden soll (IAEA, 2014). Technologien, die sich noch im Forschungs- und Entwicklungsstadium befinden und noch nicht ausreichend erprobt sind, sollen in einem Monitoringprogramm daher nicht eingesetzt werden.

2.3.1 Stand der Technik

Für den notwendigen kabellosen Energie- und Datentransfer bieten sich autarke Stromversorgungen und untertägige Funktechnologien an. Eine autarke Stromversorgung kann durch Radionuklid- und Beta-Voltaik-Batterien erfolgen. Beta-Voltaik-Batterien werden im Weltraumprogramm der NASA für Raumsonden verwendet. Die Lebensdauer der Batterien ist allerdings auf einige Jahrzehnte begrenzt und sie sind noch nicht auf dem freien Markt verfügbar.

Für die Datenübertragung könnten beispielsweise Mikrowellen oder niederfrequente elektromagnetische Wellen genutzt werden. In (MoDeRN, 2013) konnte bisher nur die prinzipielle Machbarkeit dieser Methoden über unterschiedliche Distanzen aufgezeigt werden. Diese Techniken sind noch nicht ausreichend erprobt. Sowohl der kabellose Energie- als auch Datentransfer ist somit derzeit nicht Stand der Technik.

Über Geophysik (Seismik, Widerstandsmessungen, Gravimetrie) können Informationen über verschlossene Grubenbereiche gewonnen werden. Diese Methoden gehören zum Stand der Technik. Die Auflösung dieser Methoden wird immer besser, reicht aber für die benötigten Entfernungen als alleinige Entscheidungsgrundlage nicht aus. Um eindeutige Ergebnisse zu liefern, müssen sie zudem anhand von Bohrungen kalibriert werden.

Die wesentliche Herausforderung stellt jedoch die Zuverlässigkeit der Messsysteme dar. Der Nachweis einer über Jahrzehnte andauernden Zuverlässigkeit von Messsystemen kann bisher nicht erbracht werden.

2.3.2 Konsequenzen für das Monitoringprogramm

Aus dem zwingenden Erfordernis der zuverlässigen Daten folgt, dass nach dem heutigen Stand der Technik alle Elemente der Messkette für eine Wartung zugänglich sein müssen.

Die Zugänglichkeit kann nur durch offengehaltene Strecken und Bohrungen gewährleistet werden. Sie stehen zwar im Widerspruch zu den genannten Sicherheitsanforderungen des BMU, technisch ist derzeit jedoch keine andere Lösung verfügbar. Sollen Rückholung und somit Monitoring in einem Tiefenlagerprojekt berücksichtigt werden, müssen diese Aspekte bei der Überarbeitung der Sicherheitsanforderungen berücksichtigt werden.

Durch die notwendige Zuverlässigkeit der Messtechnik für Wartung und Reparatur erübrigt sich - zumindest bis zum Nachweis der erforderlichen Zuverlässigkeit - die Forderung nach einem kabellosen Energie- und Datentransfer. Die aufgrund der erforderlichen Zugänglichkeit offengehaltenen Strecken und Bohrungen können zusätzlich für einen kabelgebundenen Transfer genutzt werden.

3 Messkonzept

3.1 Messparameter

Die in Abschnitt 2.2.3 dargestellten thermischen, chemischen, mechanischen und hydraulischen Einflussfaktoren und ihre zeitliche Entwicklung lassen sich über die Messung verschiedener Parameter beobachten und bewerten. Das Messkonzept eines Tiefenlagers muss demnach die Messtechnik zur Erfassung der Einflussfaktoren bereitstellen.

Da es sich um hochradioaktive und somit wärmeentwickelnde Abfälle handelt, ist es sinnvoll, die damit einhergehenden Erhöhungen der Gebirgstemperatur zu messen. Die Gebirgstemperatur beeinflusst die mechanischen Eigenschaften der Barrieren. Zudem ist sie auch für die Arbeitssicherheit während der Offenhaltung und einer möglichen Rückholung relevant (León Vargas et al., 2016). Die Temperaturen können über herkömmliche Temperaturreisegeräte oder mittels faseroptischen Methoden bestimmt werden.

Zu messende mechanische Parameter sind die in der geologischen und geotechnischen Barriere vorherrschenden Spannungen, die Konvergenzen bzw. Verschiebungen und, sofern Grundwasser im Wirtsgestein vorhanden ist, die Porenwasserdrücke. Spannungen lassen sich mit ausgerichteten Druckkissen messen. Auch Quelldrücke lassen sich durch Änderungen des Spannungsniveaus und somit mit Druckkissen bestimmen. Konvergenzen lassen sich in offengehaltenen Bereichen als Verschiebungen der Hohlraumkontur messen. Im Gebirge geben Dehnungs- und Inklinometermessungen Aufschluss über die Bewegungen. In den Wirtsgesteinen, die bentonitbasierte Barrieren

nutzen, ist der Porenwasserdruck innerhalb der Barriere von Interesse. Er lässt sich über Porendruckgeber bestimmen und sollte bei Ton und Tonstein zusätzlich auch im Wirtsgestein selbst beobachtet werden.

Chemische Parameter, die zu messen sind, stellen in Grundwasser führenden Wirtsgesteinen das Redox-Potenzial und der pH-Wert des Grundwassers dar. Durch das Einbringen der geotechnischen Barriere können sich diese Parameter verändern. Potentielle Änderungen lassen wiederum Rückschlüsse auf die Bewegung des Grundwassers im Tiefenlagersystem zu.

Hydraulische Parameter, mit denen Rückschlüsse auf die Entwicklung des Tiefenlagers gezogen werden können, sind die Permeabilitäten der Barrieren und der plastischen Zone bzw. der Auflockerungszone. Sie sind nicht über direkte Messverfahren bestimmbar. Hier muss auf geophysikalische Methoden zurückgegriffen werden. Mittels Geoelektrik kann der elektrische Widerstand eines betrachteten Bereichs ermittelt werden. Mit ihm lassen sich in einem Tiefenlager mit bentonitbasiertem Versatz Rückschlüsse auf den Sättigungsgrad des Bentonits schließen. Er korreliert wiederum mit der Permeabilität. In einem Tiefenlager in Salz kann stattdessen durch geophysikalische Methoden die seismische Geschwindigkeit im Salzgrus gemessen werden. Sie lässt Rückschlüsse auf die Entwicklung seiner Kompaktion und somit auf die Permeabilität zu.

Darüber hinaus kann Mikroseismik Aufschluss über Bewegungen im Gebirge geben, die relevant für die Bewertung der Entwicklungen der plastischen Zonen sind. Dadurch lassen sich Rückschlüsse auf die Degradation der geologischen Barriere ziehen.

3.2 Minimallösung

Das Monitoringprogramm beinhaltet die Zugänglichkeit der Messtechnik über offengehaltene Strecken und Bohrungen. Diese gehen mit einer Schädigung der Barrieren einher. Um diese Schädigungen hinsichtlich der Sicherheitsanforderungen des BMU (BMU, 2010) möglichst gering zu halten, wurde im Projekt ENTRIA eine Minimallösung erstellt. Sie enthält ein Messkonzept, das durchzuführen ist, um mit diesem eine ausreichende Grundlage für die Entscheidung Rückholung oder Überführung in ein wartungsfreies Endlager zu erhalten. Die zu messenden Messparameter enthält Abbildung 6.

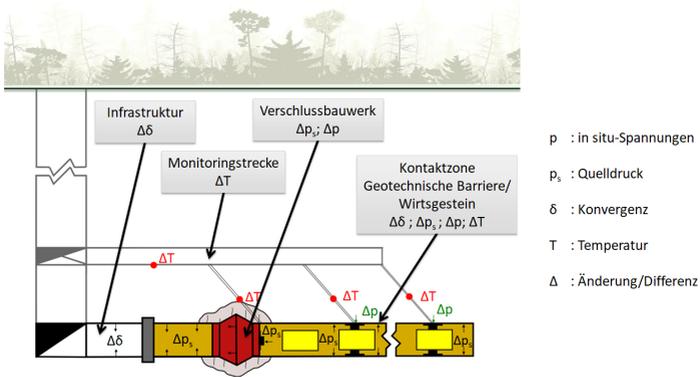


Abbildung 6: Messparameter der Minimallösung

Der Einschluss der radioaktiven Abfälle spielt innerhalb der Minimallösung die maßgebende Rolle. In einem Endlager in Steinsalz hängt der Einschluss im Wesentlichen vom Aufkriechen des Gebirges ab. In Ton, Tonstein und Kristallin ist hingegen die Quelldruckentwicklung des Versatzes und des Abdichtungsbauwerks aus Bentonit der Schlüsselfaktor, vergleiche Abschnitt 2.2.4. Die Minimallösung umfasst daher sowohl die Messung der in situ-Spannungen im Kontaktbereich Versatz/Wirtsgestein als auch die Messung der Spannungen des Kontaktbereichs Abdichtungsbauwerk/Wirtsgestein.

Des Weiteren beinhaltet die Minimallösung das Messen der Gebirgskonvergenzen. Konvergenzen gehen mit dem Entstehen einer geschädigten Zone einher, die eine höhere Permeabilität als das intakte Gebirge besitzt. Geschädigte Zonen stellen daher potentielle Wegsamkeiten für Fluide dar. Die Schädigung ist nur bis zu einem gewissen Maß, das anhand der Konvergenzmessungen überprüft werden soll, tolerierbar. Da kristallines Hartgestein nur äußerst geringe Konvergenzen aufweist, sind die Messungen in diesem Wirtsgestein vernachlässigbar.

Weiterhin gehört die Bestimmung der Temperaturfelder zur Minimallösung. Anhand der Temperaturen im Bereich der Einlagerungsstrecke lässt sich einschätzen, wie hoch die Wassertemperaturen bei einer potentiellen Rückholung und der damit verbundenen Wiederaufwältigung der Einlagerungsstrecken werden können. Arbeitsschutzbestimmungen geben eine maximale Wassertemperatur vor. Wird diese überschritten, ist

ein Arbeiten untertage nicht mehr zulässig und eine Rückholung wäre somit nicht umsetzbar.

4 Monitoring als Prozess

4.1 Technischer Ablauf des Monitorings und damit verbundene Entscheidungen

Den Ablauf des Monitorings und die aus technischer Sicht daraus resultierenden Entscheidungen im Kontext zu den einzelnen Phasen des Tiefenlagerprojekts (vgl. Abbildung 2) stellt Abbildung 7 dar. Der schwarze Pfad stellt die Entscheidungspfade aus geotechnischer Sicht dar. Das Messprogramm beginnt mit der Errichtung des Tiefenlagers, um Referenzdaten für den weiteren Projektverlauf zu gewinnen. Wenn die Daten bereits einen ungünstigen, unplanmäßigen Zustand anzeigen, z.B. unvorhergesehene Störungen oder andere geologische Gegebenheiten, kann an dieser Stelle eine Konzeptanpassung oder die Erstellung eines neuen Konzepts erfolgen. Nach Errichtung der untertägigen Infrastruktur wird der Abfall in das Tiefenlager eingelagert. Tritt nun ein ungünstiger, unplanmäßiger Zustand, der sich durch Daten des Monitorings beobachten lässt, ein, führt dies zu der Entscheidung über eine Rückholung der Abfälle. Nach der Einlagerung folgt die Offenhaltung der Infrastruktur untertage. Aufgrund des gebirgsmechanischen Verhaltens wird in kriechfähigen oder plastischen Wirtsgesteinen ein Zeitpunkt erreicht, ab dem ein weiterer Offenhaltungsbetrieb Zweifel an einer ausreichenden Integrität der geologischen Barriere aufkommen lässt. An dieser Stelle ist ein unplanmäßiger, negativer Zustand des Tiefenlagers erreicht und es muss über die Rückholung oder die abschließende Umwandlung des Tiefenlagers in ein Endlager entschieden werden.

Neben dem erläuterten schwarzen Pfad stellt der grüne Pfad die gesellschaftlichen Entscheidungen dar. Die Gesellschaft kann sich unabhängig von der Entwicklung des Tiefenlagers in jeder Phase für ein neues Konzept entscheiden, was nach der Einlagerung der Abfälle zu ihrer Rückholung führt.

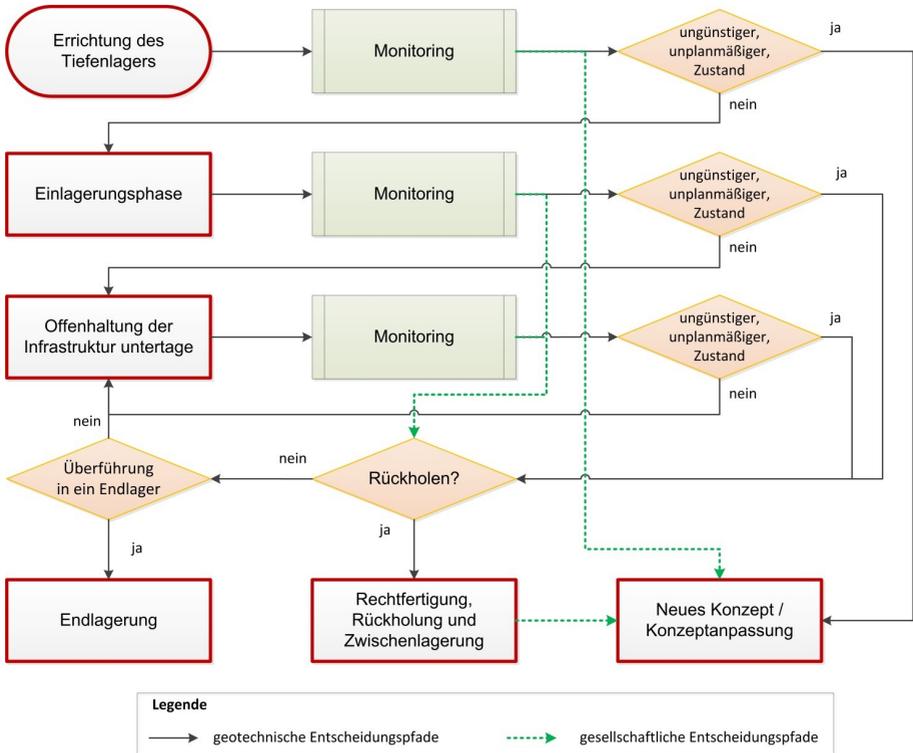


Abbildung 7: Ablaufplan des Monitorings während der Offenhaltung eines Tiefenlagers

4.2 Monitoring als soziotechnischer Prozess

Ob und in welchem Umfang eine Rückholung durchgeführt wird, ist eine sozio-politische Entscheidung, in die nicht nur technische Aspekte einfließen. Abbildung 8 stellt das Monitoring in den Gesamtkontext der Entscheidung über die Rückholung. Sämtliche gemessene Daten im Nah- und Fernfeld des Tiefenlagers werden zusammenhängend betrachtet und interpretiert. Um mögliche Fehlschlüsse zu minimieren, sollte die Interpretation der Rohdaten durch Fachleute erfolgen. Anschließend werden die interpretierten Daten an die mit dem Tiefenlager betrauten Fachbehörden, die Politik und an die interessierte Öffentlichkeit weitergeleitet. Ob diesen Gruppen auch ein Zugriff auf die Rohdaten gegeben sein sollte, ist noch zu diskutieren. Die Bereitstellung der interpretierten Daten stellt Grundlage für die Entscheidung über eine Rückholung dar.

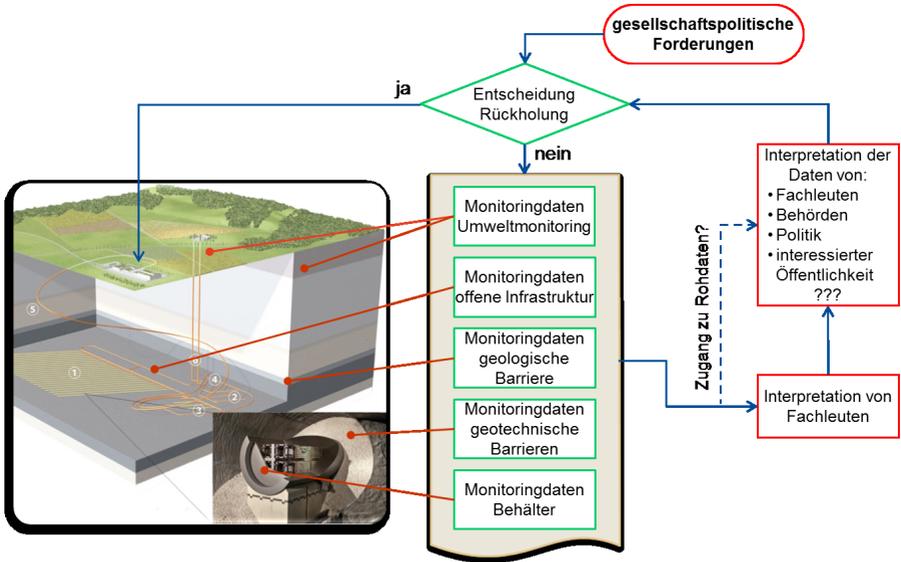


Abbildung 8: Ablaufplan des Monitorings während eines Tiefenlagerprojekts

In die Entscheidung zur Rückholung werden zusätzlich zu den Monitoringdaten auch gesellschaftliche Forderungen miteinfließen. Die Risikoabwägung zwischen der Rückholung und dem Verbleib der Abfälle kann nie rein technisch erfolgen. Auch werden die Messdaten durch unterschiedliche Stakeholder verschieden interpretiert. Wie und ob die einzelnen Interessensgruppen mit in die Entscheidung über die Rückholung eingebunden werden, sollte bereits bei der Erstellung eines Monitoringprogramms und somit vor der Errichtung des Tiefenlagers geklärt werden.

5 Fazit und offene Fragen

Die über das Monitoring gewonnenen Daten über den Zustand und die Entwicklung des Tiefenlagers stellen die Grundlage für die Entscheidung über eine potentielle Rückholung der eingelagerten Abfälle dar. Durch die im Standortauswahlgesetz geforderte Reversibilität ist aus Gründen der möglichen Fehlerkorrektur das Monitoringprogramm ein erforderlicher Bestandteil des Sicherheitsnachweises eines Tiefenlagers. Aufgrund der hohen Bedeutung der Datengrundlage zur Entscheidung über eine mögliche Rückholung des eingelagerten Abfalls darf die Messkette nicht ausfallen. Nach dem heutigen Stand der Technik kann eine einwandfreie Funktion der Messsysteme über mehrere Jahrzehnte

nicht garantiert werden. Die gesamte Messkette muss daher für Wartungsarbeiten und den Austausch defekter Messgeber zugänglich sein. Eine autarke Stromversorgung und ein kabelloser Datentransfer sind zwar wünschenswerte Ziele (vgl. (MoDeRn, 2013)), für die diskutierte Offenhaltungsdauer sind sie jedoch nicht maßgebend.

Trotz der Zugänglichkeit lässt sich hinsichtlich der Wartung der Messgeber eine weitere technische Herausforderung identifizieren. Um vergleichbare Messergebnisse zu erzielen, müsste der Ersatzgeber identisch zum defekten Geber eingebaut werden. Das umfasst den Kontakt zum Gebirge und die Kalibrierung der Messgeber.

Die durch das Monitoringprogramm erforderlichen Monitoringstrecken und Bohrungen bedeuten im Vergleich zu einem wartungsfreien Endlager ein höheres Risiko. Sie stellen potentielle Wegsamkeiten für Fluide und Radionuklide dar. Das Risiko besteht jedoch nur temporär, da mit dem Übergang des Tiefenlagers in ein Endlager die verbliebenden Hohlräume und damit verbundenen Wegsamkeiten qualifiziert versetzt werden. Das Monitoring erlaubt die Beobachtung des Tiefenlagers. Durch die Möglichkeit auf unerwartete Entwicklungen zu reagieren, ist das zusätzliche technische Risiko beherrschbar.

Offene Fragen ergeben sich auf technischer Ebene insbesondere auch bei der Entscheidungsfindung. Wie wird bei Messwerten verfahren, die von den erwarteten abweichen? Handelt es sich um Messfehler, eventuell verursacht durch defekte Messgeber? Ist ein Austausch notwendig? Stimmt das Ingenieurmodell? Gibt es Aspekte, die im Modell nicht berücksichtigt wurden?

In gesellschaftlicher und politischer Hinsicht besteht die Herausforderung, die Gesellschaft sinnvoll an der Entwicklung des Tiefenlagers teilhaben zu lassen. Weiterhin müssen Institutionen erschaffen werden, welche die Verantwortung für das Monitoringprogramm über seine gesamte Laufzeit übernehmen.

Die Beobachtbarkeit der Entwicklung des Tiefenlagers eröffnet neben den technischen u.a. auch folgende gesellschaftliche Fragestellungen. Wie werden die Messergebnisse und deren Interpretationen in der Öffentlichkeit und bei den Entscheidern akzeptiert und interpretiert? Wer ist an dem Monitoringprogramm beteiligt? Wer trifft die Entscheidung über die Rückholung der eingelagerten Abfälle und wer trägt die Verantwortung für die Konsequenzen?

Literatur

Bollingerfehr, W.; Filbert, W.; Dörr, S.; Herold, P.; Lerch, C.; Burgwinkel, P.; Endlagerauslegung und -optimierung. *Bericht zum Arbeitspaket 6, Vorläufige Sicherheitsanalyse für den Standort Gorleben, GRS 281, Braunschweig, 2012*

Bundesministerium für Umwelt, Naturschutz und Reaktorsicherheit (BMU); Sicherheitsanforderungen an die Endlagerung wärmeentwickelnder radioaktiver Abfälle, *Endfassung des Bundesumweltministeriums 30.09.2010, 2010*

Gesetz zur Suche und Auswahl eines Standortes für ein Endlager für hochradioaktive Abfälle (Standortauswahlgesetz) vom 5. Mai 2017 (BGBl. I S. 1074), zuletzt geändert durch Artikel 2 Absatz 16 des Gesetzes vom 20. Juli 2017 (BGBl. I S. 2808)

International Atomic Energy Agency (IAEA); Monitoring and Surveillance of Radioactive Waste Disposal Facilities. *Specific Safety Guide. No. SSG-31. Wien, 2014*

Kommission Lagerung hoch radioaktiver Abfallstoffe (Endlagerkommission); Abschlussbericht: Verantwortung für die Zukunft – Ein faires und transparentes Verfahren für die Auswahl eines nationalen Endlagerstandortes, *K-Drs. 268, Geschäftsstelle der Endlagerkommission, Deutscher Bundestag, Berlin, 2017*

León Vargas, R. P.; Stahlmann, J.; Thermal impact in the geometrical settings in deep geological repositories for HLW with retrievability, *Proceedings of the 42th Waste Management Symposia, WMS 2016, 6 - 10 März 2016, Phoenix AZ, USA, 2016*

MoDeRn; Monitoring During the Staged Implementation of Geological Disposal, *Technology Summary Report, 2013*

Stahlmann, J.; Mintzloff, V.; Leon-Vargas, R. P.; Generische Tiefenlagermodelle mit Option zur Rückholung der radioaktiven Reststoffe: Geologische und Geotechnische Aspekte für die Auslegung, *ENTRIA-Arbeitsbericht-2015-03, Braunschweig, 2015*

Stahlmann, J.; Leon-Vargas, R. P.; Mintzloff, V.; Epkenhans, I.; Normalszenarien und Monitoringkonzepte für Tiefenlager mit der Option Rückholung. *ENTRIA-Arbeitsbericht. Braunschweig, erscheint 2018*

Autoren

Dipl. Geol. Volker Mintzloff

v.mintzloff@tu-braunschweig.de

Dipl.-Ing. Rocio Paola León Vargas, M.Sc.

r.leon-vargas@tu-braunschweig.de

Ida Epkenhans, M.Sc.

i.epkenhans@tu-braunschweig.de

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

j.stahlmann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

www.IGB-TUBS.de

Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

Tel.: 0531 391-62000

Drei-dimensionale Simulation des im Felslabor Mont Terri (Schweiz) durchgeführten HE-E Erhitzer-Experiments

Larissa Friedenbergl, Klaus Wiecezorek, Oliver Czaikowski

Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH, Deutschland

1 Einleitung

Das Felslabor Mont Terri, betrieben von einem Konsortium von 26 internationalen Partnerorganisationen (Mont Terri 2018), liegt nördlich von St-Ursanne im Kanton Jura (Schweiz). Es befindet sich circa 300 Meter unter der Erdoberfläche in der Opalinuston-Formation. Hier werden wichtige Großversuche durchgeführt, um Wissen für die Konstruktion von Endlagern für radioaktive Abfälle und zum Nachweis deren Langzeitsicherheit zu erlangen, insbesondere über das Materialverhalten des gekoppelten Systems aus Abfallbehältern, ingenieurtechnischen Barrieren und umgebendem Gestein.

Das im Mont Terri Felslabor durchgeführte HE-E Erhitzer-Experiment wurde im Rahmen des durch die Europäische Kommission geförderten Projekts PEBS (FP7/2007-2011, grant agreement no. 249681) im Jahr 2011 gestartet. Seit Ende der EU-Förderung (2014) wird es mit nationaler Förderung durch ein Konsortium aus NAGRA (CH), ENRESA (E), BGR (D), GRS (D) und Obayashi (J) weitergeführt (deutsche Förderung durch BMWi, FKZ 02E10689). Es wird die Entwicklung des Systems direkt nach der Platzierung des radioaktiven Abfalls in einem Tunnel gemäß dem Schweizer Endlagerkonzept im Maßstab von 1:2 simuliert. Zudem handelt es sich um das erste realitätsnahe In-situ-Experiment, welches granulare Füllmaterialien (als sogenannten „Buffer“ oder „Engineered Barrier System“ EBS) verwendet. Hauptziel der Forschung ist die Nachbildung der frühen nicht-isothermen Aufsättigungsphase der EBS und der daraus resultierenden Auswirkungen auf das thermisch-hydraulisch-mechanische (THM) Verhalten des Systems.

In der vorliegenden Zusammenfassung werden kurz das Messprogramm und numerische Modellsimulationen zum HE-E vorgestellt. Im Gegensatz zu früher durchgeführten Simulationsrechnungen (Gaus et al. 2014, Garitte 2016) liegt der Schwerpunkt auf der geometrischen Detailtreue, durch die insbesondere Effekte im Nahbereich der Erhitzer besser erfasst werden.

2 HE-E Experiment

2.1 Versuchsaufbau

Der Versuch besteht aus einem zweigeteilten, 10 m langen Mikrotunnelabschnitt mit einem Durchmesser von 1,3 m. Es wurden zwei Erhitzer, welche von einer Stahlverrohrung umgeben sind, auf hochverdichteten Bentonitblöcken im Mikrotunnel platziert. Abbildung 1 gibt einen Überblick über den Aufbau des Versuchs (Teodori et al. 2012).

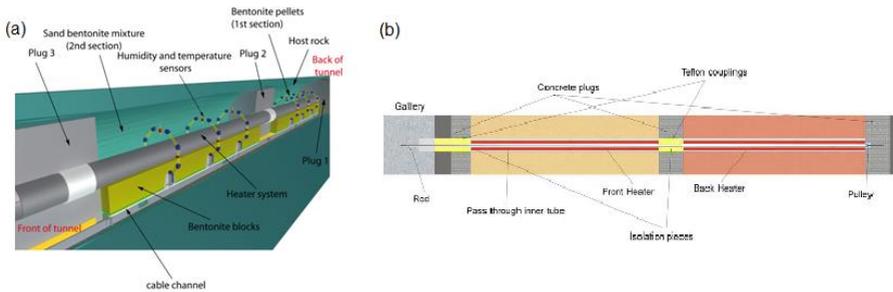


Abbildung 1. Aufbau des HE-E Experiments (Teodori et al. 2012)

Die Erhitzer haben jeweils eine Länge von 4 Metern und können maximal 2.400 Watt bereitstellen. Durch Verschlusselemente aus Beton werden die beiden Abschnitte voneinander und vom restlichen Mikrotunnel getrennt und abgedichtet. Zur Verifizierung verschiedener teilgesättigter Füllmaterialien wurde der eine Abschnitt mit granularem Bentonit (Abschnitt 1) verfüllt und der andere Abschnitt mit einem Bentonit-Sand-Gemisch im Verhältnis 35/65 Bentonit/Sand (Abschnitt 2). Bei dem verwendeten Bentonit handelt es sich um einen Natriumbentonit (Wyoming Bentonit).

2.2 Messtechnik

Der den Mikrotunnel umgebende Opalinuston ist bereits durch ein vorhergegangenes Experiment (Mayor et al. 2007) mit Temperatur- und Porendrucksensoren (SA und SD), Temperatur- und Luftfeuchtesensoren (SB) und Extensometern (SD) ausgestattet. Vor Beginn des HE-E Experiments wurde die Instrumentierung um weitere Temperatur- und Porendrucksensoren in der EBS und im Tunnelnahbereich sowie um ein mikroseismisches Array erweitert.

Das Überwachungskonzept umfasst planerisch vier Bereiche, welche Abbildung 2 zu entnehmen sind.

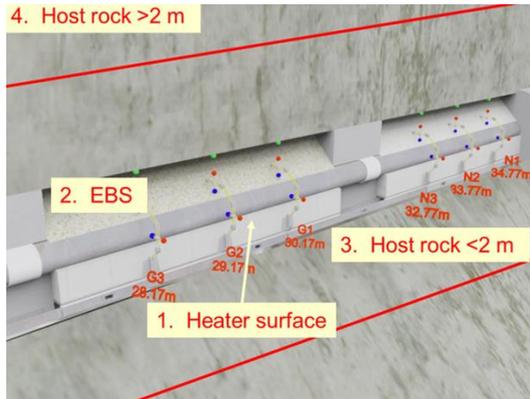


Abbildung 2. Konzept der Messinstrumentierung bestehend aus 1) der Verrohrungsoberfläche, 2) der ingenieurtechnischen Barriere (EBS), 3) dem Tunnelnahbereich (Opalinuston bis 2 m Entfernung vom Mikrotunnel), 4) dem Opalinuston in mehr als 2 m Entfernung vom Mikrotunnel (Gaus et al. 2014)

Der erste Bereich umfasst die Oberfläche der Erhitzerverrohrung, an welcher Temperaturmessungen stattfinden. Da eines der Hauptziele die Untersuchung der Wärmeausbreitung in der EBS unter natürlichen Aufsättigungsbedingungen ist, ist diese dicht mit Temperatur- und Luftfeuchtesensoren instrumentiert. Die Sensoren wurden radial um die Erhitzer angeordnet (Abbildung 3).

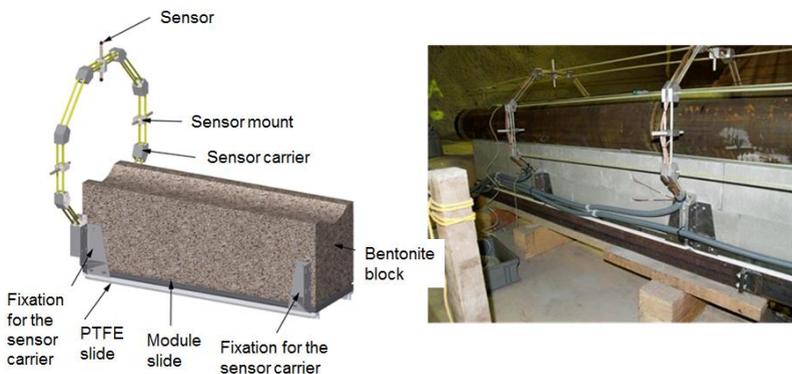


Abbildung 3. Radiale Anordnung der Messsensoren in der EBS (Teodori et al. 2012)

Der Opalinuston im Nahbereich des Mikrotunnels wurde mit Temperatur-, Luftfeuchte-, Porendruck- und Deformationsmessgebern ausgestattet, da erwartet wurde, dass nach Beginn des Experiments Auf- bzw. Ent sättigungsvorgänge beobachtet werden können. Der Großteil dieser Messinstrumente war bereits im vorhergegangenen Experiment installiert worden, so dass nur noch wenige Sensoren hinzugefügt werden mussten. Im Opalinuston in einigen Metern Entfernung vom Mikrotunnel wurden Multipackersysteme zur Porendruckmessung eingebaut. Durch Modellrechnungen konnte gezeigt werden, dass hydraulische Drücke, resultierend aus dem thermischen Einfluss, entstehen würden (Czaikowski et al. 2012). Die Multipackersysteme wurden in von der benachbarten Gallery 98 aus gebohrte Bohrlöcher eingebracht.

2.3 Versuchsablauf

Der Aufbau des Versuchs erfolgte zwischen Dezember 2010 und Juni 2011 (Teodori et al. 2012). Am 30.06.2011 wurden die Erhitzer angeschaltet und das Experiment gestartet. Die ersten zwei Tage liefen die Erhitzer mit einer Leistung von 150 – 200 Watt, um die Technik zu kalibrieren. Darauf folgte über drei Monate ein linearer Anstieg der Erhitzerleistung, bis eine Temperatur von 80 – 90 °C auf der Verrohrungsoberfläche erreicht wurde. Durch einen weiteren linearen Anstieg der Leistung erreichte die Verrohrungsoberfläche bereits nach einem Jahr die Auslegungstemperatur von 140 °C, welche seitdem konstant gehalten wird. Für die beiden Abschnitte waren unterschiedliche Leistungen zum Erreichen der Maximaltemperatur notwendig, was sich durch Unterschiede in der Wärmeleitfähigkeit der beiden granularen Buffermaterialien erklären lässt (Abbildung 4).

3 Modellierung

3.1 Modellaufbau und Eingangsdaten

Für eine realistische Modellierung des Experiments wurde eine drei-dimensionale Darstellung gewählt, welche in Abbildung 5 zu sehen ist. Neben dem Mikrotunnel wurde die Gallery 98 mit erfasst, da angenommen wird, dass sie aufgrund des geringen Abstands die Porendruckverteilung beeinflusst. Für die Entwicklung des Modells wurde VIRTUS (virtuelles Untertagelabor, Wiczorek et al. 2014), eine Datenverarbeitungs- und Visualisierungssoftware, genutzt, in die die geologischen Daten und der Grubenaufbau importiert und ein Modell erstellt wurde. Für die Berechnung wurde das von der Technischen Universität Barcelona zur gekoppelten thermisch-hydraulisch-mechanischen

(THM) Analyse entwickelte Finite Element Programm Code_Bright (Code_Bright 2017) eingesetzt. Die Modellierung erfolgte schrittweise mit steigender Komplexität. Zuerst wurde eine rein thermische Rechnung durchgeführt, die bereits abgeschlossen ist. Zurzeit wird an einer thermisch-hydraulisch gekoppelten Rechnung gearbeitet.

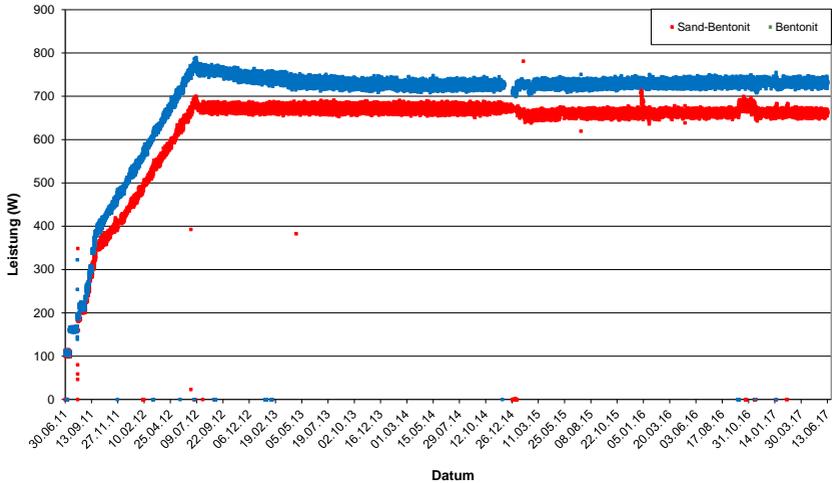


Abbildung 4. Leistung der Erhitzer

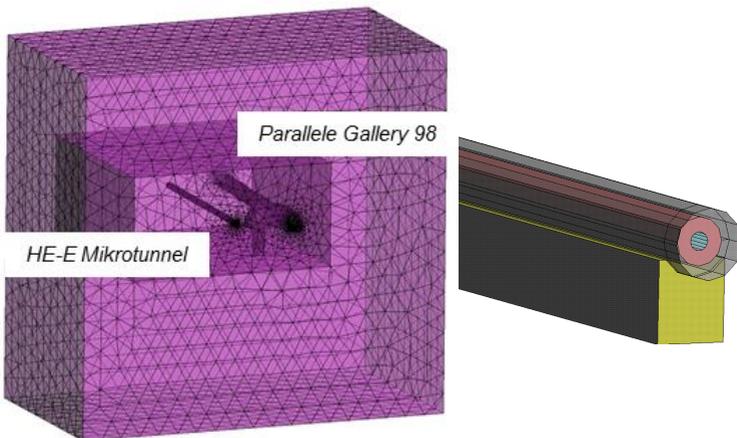


Abbildung 5. Finite Element Modell für die Simulation des HE-E Experiments (links), Detail des Erhitzeraufbaus im Modell (rechts)

Zur realitätsnahen Modellierung wird die gesamte Standzeit des Mikrotunnels betrachtet. Begonnen wird mit einem Intervall, in dem die Anfangsbedingungen Temperatur und Porendruck definiert werden. Durch das vorhergegangene Ventilationsexperiment und die beweterte Gallery 98 wurde die Porendruckverteilung maßgeblich beeinflusst, weshalb die Betrachtung der Vorgeschichte umso wichtiger ist. Der Ausbruch des Tunnels und das Ventilationsexperiment wurden zunächst durch Aufbringen eines atmosphärischen Drucks auf den Oberflächen des Mikrotunnels und der Gallery 98 und der anschließenden vereinfachten Annahme einer Saugspannung von -2 MPa zur Nachbildung der Bewetterung simuliert. Mit Einbau des HE-E Experiments werden die Saugspannungen an der Kontur den Saugspannungen in den Materialien angepasst, welche durch deren Anfangssättigungen gegeben sind, wobei die Beziehung zwischen Sättigung und Saugspannung des Materials durch die jeweilige Wasserretentionskurve gegeben ist. Die relevanten Materialparameter wurden in Laborversuchen ermittelt. Es wurde festgestellt, dass die Sättigung signifikanten Einfluss auf die thermischen Eigenschaften der Buffermaterialien hat.

Tabelle 1 gibt einen Überblick über wichtige in der Modellierung verwendete Materialparameter. Die vollständige Zusammenstellung der Materialparameter findet sich in (Gaus et al. 2014).

Tabelle 1: Übersicht der Materialparameter

Parameter		Opalinuston	Bentonit	Sand-Bentonit	Bentonit-Blöcke
Porosität	Φ_0	0,137	0,45	0,47	0,33
Anfangssättigung	S	1	0,45	0,24	0,63
Permeabilität	k_{sat}	2,0E-20	3,5E-20	1,2E-13	2,5E-21
Thermische Leitfähigkeit	λ_{dry}	1,3	0,3	0,3	0,8
	λ_{sat}	1,9	1,3	1,3	1,3

Die Simulation der Temperaturrandbedingungen erfolgte über die Vorgabe der Temperatur an der Erhitzeroberfläche. Die maßgebenden Temperaturen wurden aus den Messdaten gewonnen.

In Tabelle 2 ist eine Zusammenfassung der einzelnen Modellierungsschritte gegeben.

Tabelle 2: Zusammenfassung der Modellierungsschritte

Intervall	Zeit [d]	
1	0.0 – 100.0	<ul style="list-style-type: none"> • Aufgabe der Anfangsbedingungen: $T = 14 \text{ °C}$; $P_1 = 1.75 \text{ MPa}$ • Ausbruch der Gallery 98 und des Mikrotunnels
2	100.0 – 4474.0	<ul style="list-style-type: none"> • Zeitspanne zwischen dem Ausbruch des MT und Beginn des Ventilationsexperiments • Dauer des Ventilationsexperiments • Zeitspanne zwischen Abschluss des Ventilationsexperiments und Beginn der vorbereitenden Arbeiten für HE-E
3	4474.0 - 4484.0	<ul style="list-style-type: none"> • Installation des HE-E Experiments
4	4484.0 – 4505.0	<ul style="list-style-type: none"> • Isotherme Anfangsphase
5	4505.0 – 4507.0	<ul style="list-style-type: none"> • Heizphase zur Kalibrierung des Systems ($T_{\text{Anfang}} = 14 \text{ °C}$, $\Delta T = 2 \text{ °C}$, $T_{\text{End}} = 16 \text{ °C}$;)
6	4507.0 – 4600.0	<ul style="list-style-type: none"> • Erste Heizphase der Erhitzer ($T_{\text{Anfang}} = 16 \text{ °C}$, $\Delta T = 94 \text{ °C}$, $T_{\text{End}} = 110 \text{ °C}$;)
7	4600.0 – 4869.0	<ul style="list-style-type: none"> • Zweite Heizphase der Erhitzer ($T_{\text{Anfang}} = 110 \text{ °C}$, $\Delta T_B = 80 \text{ °C}$, $T_{\text{End},B} = 190 \text{ °C}$; $\Delta T_{SB} = 70 \text{ °C}$, $T_{\text{End},SB} = 180 \text{ °C}$)
8	4869.0 – 5599.0	<ul style="list-style-type: none"> • Konstante Temperatur ($T_{\text{Bentonit}}=190 \text{ °C}$; $T_{\text{Sand-Bentonit}}=180 \text{ °C}$)

3.2 Ergebnisse

In Abbildung 6 ist ein erster Vergleich der Messdaten (quadratische Symbole) mit den Modellierungsergebnissen einer früheren 2D Berechnung (durchgezogene Linien) und der neuen thermischen 3D Berechnung (gestrichelte Linien) zu sehen. In der unteren rechten Ecke des Diagramms ist die Lage der zu den gezeigten Messdaten gehörenden Sensoren dargestellt. Der rot dargestellte Sensor ist am weitesten vom Erhitzer entfernt und liegt nah am Opalinuston. Der grüne und der pinke Sensor liegen näher am Erhitzer.

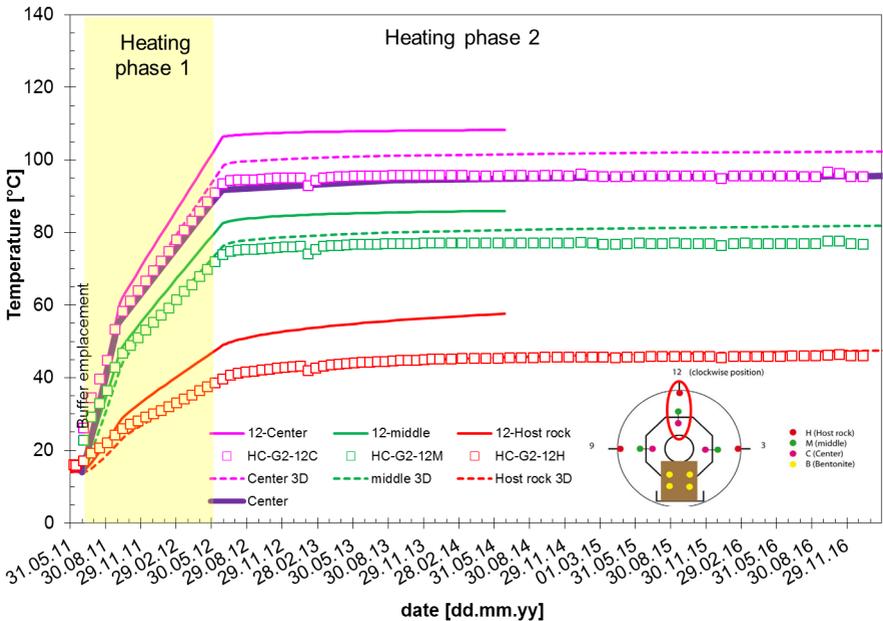


Abbildung 6. Temperaturentwicklung im granularen Buffer (Mitte des Sand-Bentonit-Abschnitts) 10 cm (12C), 25 cm (12M) und 45 cm (12H) über der Erhitzerverrohrung. Quadrate = Messdaten, durchgezogene Linien = 2D Simulation, gestrichelte Linien = 3D Simulation, violett = TH-gekoppelte Simulation.

Es ist zu erkennen, dass mit der thermischen 3D Berechnung deutlich bessere Ergebnisse erzielt werden. Im Falle des rot dargestellten Sensors fällt die rein thermische 3D-Modellierung mit den Messergebnissen zusammen. Auch bei dem grün dargestellten Sensor lässt sich eine gute Annäherung erkennen. Die größte Abweichung von circa 5 °C befindet sich an dem Sensor, der dem Erhitzer am nächsten liegt.

Als nächster Schritt wird zurzeit an der thermisch-hydraulisch-gekoppelten Berechnung gearbeitet. Ein erstes Ergebnis liegt bereits vor und ist in Abbildung 6 durch die durchgezogene violett Linie dargestellt. Der erhitzernahe Sensor, an dem bei der rein thermischen Rechnung die größte Abweichung bestand, wurde durch die TH-gekoppelte Simulation exakt getroffen. Durch die Betrachtung der Sättigung in der TH-gekoppelten Simulation gewinnt die Modellierung an Realitätsnähe. Aufgrund der unterschiedlichen Wärmeleitfähigkeiten des granularen Bentonits und der Bentonit-Blöcke ergibt sich eine

ungleichmäßige Temperaturverteilung auf der Verrohrung. In Abbildung 7 sind die Messdaten der Temperatur auf der Stahlverrohrung dargestellt.

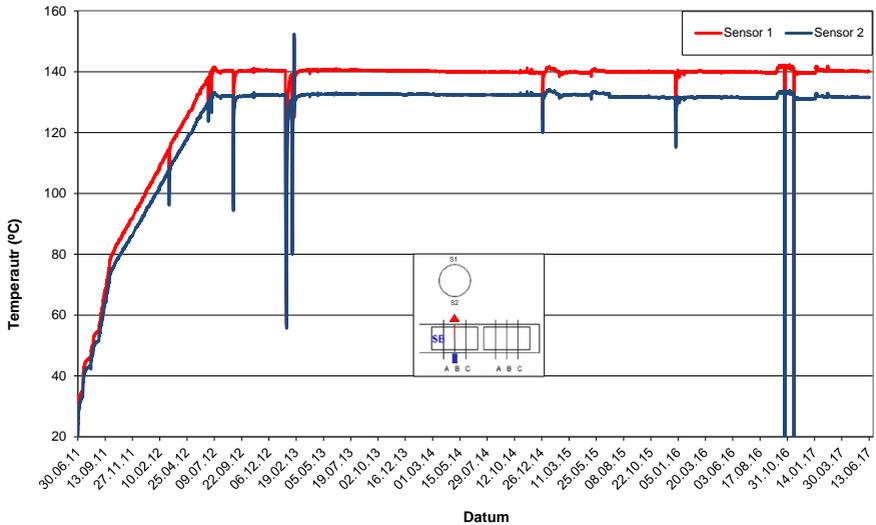


Abbildung 7. Temperaturmessdaten auf der Stahlverrohrung

Die Bentonit-Blöcke weisen eine höhere Leitfähigkeit auf, wodurch die Wärme an der Unterseite der Verrohrung schneller abgeleitet wird. Durch die geringere Leitfähigkeit des granularen Füllmaterials staut sich die Wärme an der Oberseite der Verrohrung. Die berechnete Temperaturverteilung für die Verrohrung im Sand-Bentonit-Abschnitt ist in Abbildung 8 dargestellt. Diese den Messdaten entsprechende Verteilung konnte nur durch eine realistische Modellierung des Verrohrungsinners (siehe Abbildung 5 rechts) erreicht werden.

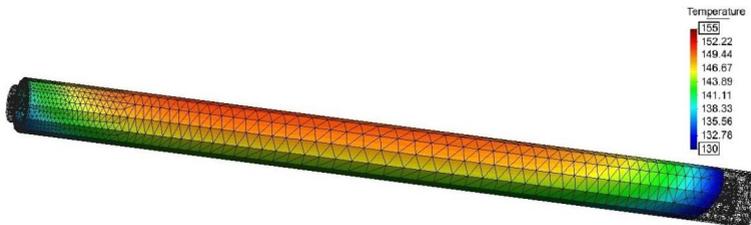


Abbildung 8. Temperaturverteilung auf der Verrohrung in dem Sand-Bentonit-Abschnitt

Nach Einbau wird der Buffer allmählich durch Wasserzutritt aus dem Gebirge aufgesättigt. Ein großer Anstieg der Sättigung findet bereits in der isothermen Anfangsphase vor Aufheizbeginn statt (Abbildung 9). Ab der ersten Heizphase steigt die Sättigung linear weiter an.

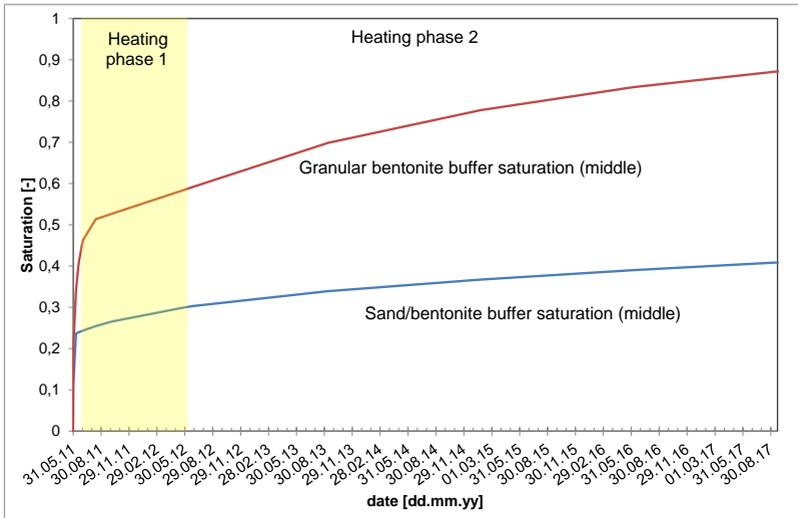


Abbildung 9. Sättigungsentwicklung in den Buffern

Die Ergebnisse der Sättigungsverteilung weisen große Unterschiede zu den Messwerten auf. In der hier gezeigten vorläufigen TH-gekoppelten Simulation wurde ein Wasserübergang in die Dampfphase nicht berücksichtigt. Wasserdampf diffundiert durch den Buffer zu kühleren Stellen des Opalinuston und kondensiert dort. Somit nimmt die Sättigung in Inneren der Buffer ab und am Rand zum Opalinuston zu. Im nächsten Modellierungsschritt wird dieser Effekt berücksichtigt werden.

3.3 Schlussfolgerung und Ausblick

Aus den ersten Ergebnissen kann resümiert werden, dass allein durch die Betrachtung des Problems in drei statt zwei Dimensionen verbesserte Rechenergebnisse erreicht werden. Durch die zusätzliche Betrachtung der Hydraulik erfolgt zudem eine verbesserte Modellierung der Temperaturverteilung gegenüber der rein thermischen Rechnung.

Es bestehen jedoch Probleme mit der Sättigung, welche durch die Vernachlässigung des Phasenübergangs des Porenwassers zu erklären sind. In weiterführenden TH-Modellierungen wird daher die Bewegung des Wasserdampfes zu kühleren Stellen und die dortige Kondensation berücksichtigt.

Außerdem wurde bisher die Mechanik und damit die Quellung des Bentonits vernachlässigt. Deshalb werden die Simulationsrechnungen durch eine zukünftige Modellierung des thermisch-hydraulisch-mechanisch gekoppelten Verhaltens abgerundet. Anschließend sind Prognoserechnungen für die zukünftige Beendigung des Experiments geplant. Dabei werden zurzeit verschiedene Szenarien zur Erhitzerabschaltung diskutiert.

Literatur

Code_Bright User's Guide; *Departament d'Enginyeria del Terreny, Cartogràfica i Geofísica, Universitat Politècnica de Catalunya, November 2017.*

https://deca.upc.edu/en/projects/code_bright/downloads/users_guide/view

Czaikowski, O., B. Garitte, I. Gaus, A. Gens, U. Kuhlmann, K. Wieczorek; Design and predictive modelling of the HE-E test, *Deliverable D3.2-1 of the PEBS Project, 2012*

<https://www.pebs->

[eu.de/PEBS/EN/Downloads/downloads_node_en.html;jsessionid=3CFF0FCDA61D953676325BFA3F9F13BE.1_cid292](https://www.pebs-eu.de/PEBS/EN/Downloads/downloads_node_en.html;jsessionid=3CFF0FCDA61D953676325BFA3F9F13BE.1_cid292)

Garitte, B.; DECOVALEX-2015 project, task B1 final report, *KTH Architecture and the Built Environment, May 2016.*

Gaus, I., B. Garitte, R. Senger, A. Gens, R. Vasconcelos, J.-L. García-Sineriz, T. Trick, K. Wieczorek, O. Czaikowski, K. Schuster, J.C. Mayor, M. Velasco, U. Kuhlmann, M.V. Villar; The HE-E Experiment: Lay-out, Interpretation and THM Modelling, *Combining D2.2-11 and D3.2-2 of the PEBS Project, May 2014.*

<https://www.pebs->

[eu.de/PEBS/EN/Downloads/downloads_node_en.html;jsessionid=3CFF0FCDA61D953676325BFA3F9F13BE.1_cid292](https://www.pebs-eu.de/PEBS/EN/Downloads/downloads_node_en.html;jsessionid=3CFF0FCDA61D953676325BFA3F9F13BE.1_cid292)

Mayor, J.C., García-Siñeriz, J.L., Velasco, M., Gómez-Hernández, J., Lloret, A., Matray, J.-M., Coste, F., Giraud, A., Rothfuchs, T., Marschall, P., Roesli, U., Mayer, G.; Ventilation Experiment in Opalinus Clay for the disposal of radioactive waste in underground repositories, in: **Bossart, P., Nussbaum, C.**; Mont Terri Project – Heater Experiment, Engineered Barrier Emplacement and Ventilation Experiment, *Swiss Geological Survey, Bern, 2007.*

Mont Terri; 2018. <https://www.mont-terri.ch>

Teodori, S.-P., I. Gaus, S. Köhler, J.-C. Mayor, C. Nussbaum, U. Rösli, K. Schuster, J.-L. García Siñeriz, P. Steiner, T. Trick, H. Weber, K. Wieczorek; Report on the construction of the HE-E experiment, *Deliverable D2.2-3 of the PEBS Project, 2012.*

<https://www.pebs->

[eu.de/PEBS/EN/Downloads/downloads_node_en.html;jsessionid=3CFF0FCDA61D953676325BFA3F9F13BE.1_cid292](https://www.pebs-eu.de/PEBS/EN/Downloads/downloads_node_en.html;jsessionid=3CFF0FCDA61D953676325BFA3F9F13BE.1_cid292)

Wieczorek, K., J. Behlau, U. Heemann, S. Masik, C. Müller, M. Raab, E. Kuate Simo;
VIRTUS – Virtuelles Untertagelabor im Steinsalz, *Abschlussbericht, GRS-354,*
Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH, Dezember 2014.

Autoren

Larissa Friedenberg, B.Sc.

Larissa.Friedenberg@grs.de

Klaus Wieczorek

Klaus.Wieczorek@grs.de

Dr. Oliver Czaikowski

Oliver.Czaikowski@grs.de

Gesellschaft für Anlagen- und Reaktorsicherheit (GRS) gGmbH

Standort Braunschweig

www.grs.de

Theodor-Heuss-Str.4, 38122 Braunschweig

Tel.: 0531 8012-0

Der Einsatz faseroptischer Temperaturmesstechnik bei Bodenvereisungen – Ergebnisse und Erfahrungen aus dem Projekt Neubau Albulatunnel II

Christian Perl

Züblin Spezialtiefbau GmbH, Deutschland

Zusammenfassung

Der Albulatunnel befindet sich im Schweizer Kanton Graubünden. Im Jahre 1903 in Betrieb genommen, ist der Tunnel ein zentrales Bauwerk der Bahnlinie Chur - Thusis - St. Moritz. Die im Jahr 2006 veranlasste Zustandsfeststellung des über 100 Jahre alten Bauwerks attestierte einen umfassenden Renovierungsbedarf und eine Anpassung an gestiegene Sicherheitsanforderungen. Im Ergebnis eines Variantenvergleiches wurde 2010 der Bau des Albulatunnel II entschieden. Nach dessen Inbetriebnahme wird der bestehende Tunnel als Rettungsstollen umfunktioniert und über Querschläge mit dem Neubau verbunden.

Der vorliegende Bericht beschreibt die Sicherung der geologischen Störzone, der sogenannten „Schwimmenden Raibler Rauwacke“ mittels Injektionen und Bodenvereisung. Zur Überwachung der Bodenvereisung wurden von Züblin erstmals faseroptische Temperatursensoren eingesetzt. Praktische Erfahrungen aus dem Baustellenbetrieb und Ergebnisse dieser Messungen werden vorgestellt.

1 Einleitung

1.1 Geschichtliches

Der Albulatunnel befindet sich im Schweizer Kanton Graubünden. Der Bau begann im Oktober 1899 und wurde im April des Jahres 1903 mit der Inbetriebnahme vollendet. Der Tunnel ist das zentrale Bauwerk der Bahnlinie Chur - Thusis - St. Moritz (Bild 1). Mit einer Höhe von 1800 m über dem Meer ist der 5,8 km lange Eisenbahntunnel der zweithöchst gelegene der Alpen. Der Ausbruchquerschnitt beträgt ca. 20 m². Auf der Albulalinie verkehren der Glacier und der Bernina Express in einer atemberaubenden Landschaft, erschlossen über zahlreiche Viadukte und Tunnelbauwerke. Die Bahnlinie wurde im Jahre 2008 in die UNESCO Weltkulturerbeliste aufgenommen.

Während des Tunnelbaus durch das Albulamassiv traten große Probleme, insbesondere durch einen folgenschweren Verbruch auf. Die folgende Pleite der Baufirma zwang den Auftraggeber, die Rhätische Bahn, die Arbeiten in Eigenregie zu Ende zu bringen.

Die im Jahr 2006 veranlasste Zustandsfeststellung des über 100 Jahre alten Bauwerks attestierte einen umfassenden Renovierungsbedarf. Auch die Tunnelsicherheit erfüllte nicht mehr die gestiegenen Anforderungen. Ein Variantenvergleich zwischen der Ertüchtigung des Bestandstunnels und dem Neubau wurde 2010 zugunsten eines Neubaus entschieden. Insbesondere die uneingeschränkte Aufrechterhaltung des Bahnverkehrs und der verhältnismäßig geringe Kostenvorteil einer Sanierung waren ausschlaggebend. Nach der Inbetriebnahme des Albulatunnel II wird der bestehende Tunnel als Rettungsstollen umfunktioniert und über Querschläge mit dem Neubau verbunden.

Durch den Neubau wird insbesondere der langfristigen touristischen und wirtschaftlichen Bedeutung der Bahnlinie zur Anbindung des Oberengadins mit dem Wintersportzentrum St. Moritz an die Zentralschweiz Rechnung getragen.



Abbildung 1: Lage Albulatunnel im Kanton Graubünden

1.2 Geologie

Durch den Bau des Albulatunnel I fand ein Aufschluss über die geologischen und hydrologischen Verhältnisse entlang der gesamten Tunneltrasse statt. Durch zusätzliche Untersuchungen wurden die historischen Aufzeichnungen ergänzt. Bild 2 zeigt einen Längsschnitt in Tunnelachse und die zu durchfahrende Gesteinsabfolge. Wie bereits erwähnt bereitet die 1.127,50 m vom Portal Preda beginnende Raibler-Rauwacke das größte Problem beim Neubau des Albulatunnel II.

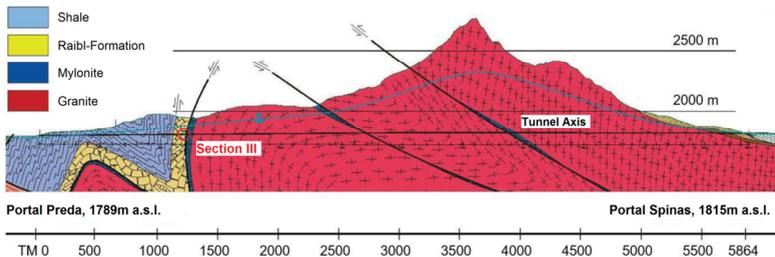


Abbildung 2: Geologischer Längsschnitt in Tunnelachse

Zur genauen Untersuchung dieser Störzone wurden 2013 Erkundungsbohrungen durch die Firma SC+H Sieber Cassina + Handke AG ausgeführt. Für diesen Zweck wurde eigens eine Kaverne aufgefahren. Sie befindet sich im sicheren Abstand zu der Raibler-Rauwacke im standfesten Mylonit und Albulagranit in der Tunnelachse des neuen Tunnels. Die Ergebnisse sind in Bild 3 dargestellt.

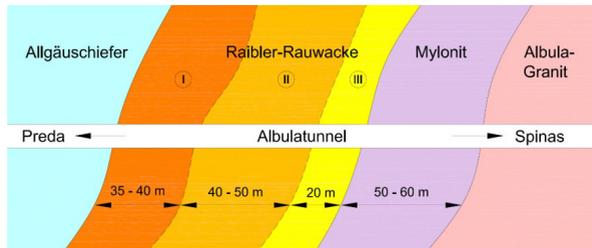


Bild 3: Geologischer Schnitt in Tunnelachse

Entsprechend der Ergebnisse der Nacherkundung kann die Raibler-Formation in 3 Abschnitte unterteilt werden.

Abschnitt 1 ist 35-40 m lang und wird als verfestigt, porös und geklüftet beschrieben. Die Klüfte sind mäßig bis stark wasserführend, jedoch nicht mit Schlamm gefüllt.

Abschnitt 2 ist zwischen 40 und 50 m lang. Das Gestein ist nur noch schwach verfestigt und weist eine geringe Tragfähigkeit auf. Der Abschnitt ist mit Hohlräumen und lokal eher schmalen Klüften durchsetzt. Diese sind mit Wasser und zum Teil mit Schlamm gefüllt. Bei einzelnen Klüften kommt es zu erheblichen Wasserandrang.

Abschnitt 3 wird als schwimmendes Gebirge bezeichnet. Dieser nur 21 m lange Bereich ist gekennzeichnet durch mächtige, mit Wasser und Schlamm gefüllte Klüfte und Hohlräume. Gewonnene Bohrproben wiesen einen Schluffanteil zwischen 10 und 40 % auf. Unter dem anstehenden Gebirgswasserdruck von ca. 5 bar ist beim Antreffen dieses Bereiches mit dem unkontrollierten ausfließen großer Mengen an Schlamm und Wasser zu rechnen. Bild 4 veranschaulicht die zuvor beschriebene Geologie. Diese Proben wurden während der Bohrarbeiten gewonnen.



Bild 4: Bodenproben aus Abschnitt 3 der Raibler-Formation (links: trocken, rechts: wassergesättigt)

Vor dem Bau des Albulatunnel I wurde der Wasserstand über der Tunnelfirste mit 130 – 150 m angegeben. Offensichtlich wurde durch den Tunnelbau vor 110 Jahren eine dauerhafte Drainage geschaffen, in Folge derer der Wasserdruck um 80 bis 100 m gefallen ist. Sowohl während der Nacherkundung im Jahr 2013 als auch in der aktuellen Bauphase wurde in der Raibler-Formation ein Wasserdruck von lediglich rund 5 bar gemessen.

2 Sicherungskonzept der Raibler-Formation

2.1 Konzept und Bauablauf

Für die sichere Durchfahung des Abschnittes 3 der Raibler-Formation wurde ein Sicherungskonzept aus Injektionsschirm und Bodenvereisung konzipiert. Die Arbeiten dafür waren aus der zuvor bereits beschriebenen Kaverne auszuführen. Die Sicherungsarbeiten konnten dadurch unabhängig von den Vortriebsarbeiten, welche von beiden Portalen aufeinander zuliefen, begonnen werden. Nach der ursprünglichen Planung sollte der Vortrieb aus Preda in die Kaverne durchschlagen.

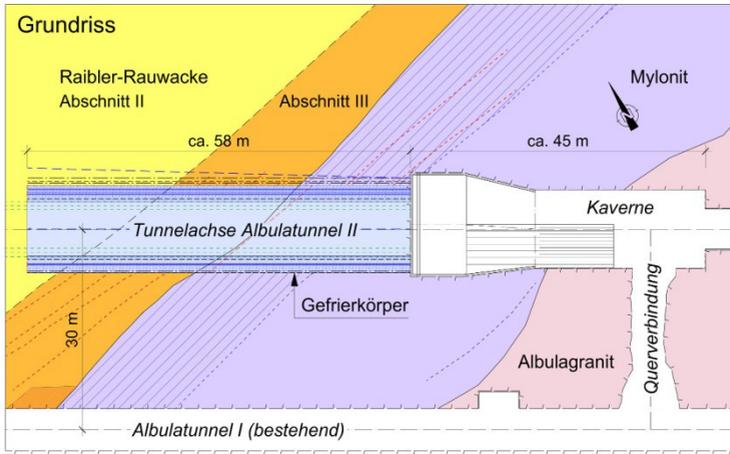


Abbildung 5: Grundriss Kaverne und zu sichernder Abschnitt 3

2.2 Kombination aus Injektion und Bodenvereisung

Insbesondere in den Übergangszonen der Abschnitte 3 und 2 sowie dem Abschnitt 3 und dem Mylonit waren Bereiche mit einer lokal erhöhten Grundwasserströmung nicht auszuschließen. Ein Schließen des Frostkörpers wäre dadurch erheblich verzögert, im Extremfall auch unmöglich gewesen. Um dieses Risiko von Beginn an auszuschließen, wurde ein äußerer Injektionsschirm geplant. Der einreihige Ring mit Lanzenabständen von 0,9 m wurde auf der Anstromseite durch eine zweite Lanzenreihe verstärkt.

Die Vereisungslanzen im inneren mit einer Länge von 58 m wurden mit Abständen von 0,8 – 1,0 geplant und ebenfalls auf der Anstromseite durch eine zweite Reihe ergänzt. Bild 6 zeigt den Injektionsschirm (rot), den Frostkörper (blau) und die zur Überwachung notwendigen Temperatur- und Drainagebohrungen (schwarz).

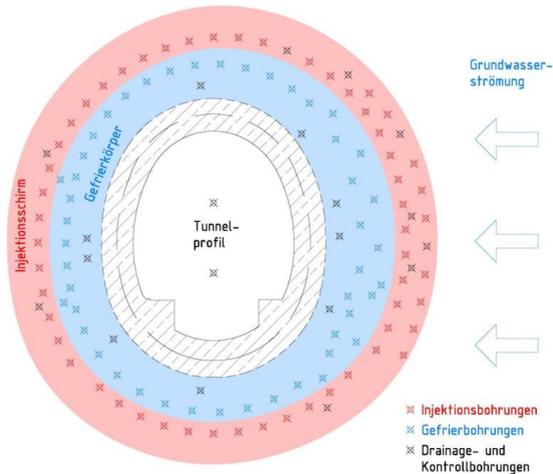


Bild 6: Kombination Injektions- und Vereisungsring

Der Frostkörper zur Sicherung der Vortriebsarbeiten im Abschnitt 3 der Raibler-Formation hatte neben der Abdichtungsfunktion auch eine statische Funktion und war bis zur Herstellung der permanenten Abdichtung und der Innenschale zu erhalten. Zur Erfüllung der statischen Anforderungen war eine Mindeststärke des Frostkörperes von 2,5 m mit einer mittleren Temperatur $T < -10^{\circ}\text{C}$ zu erreichen (Bild 7).

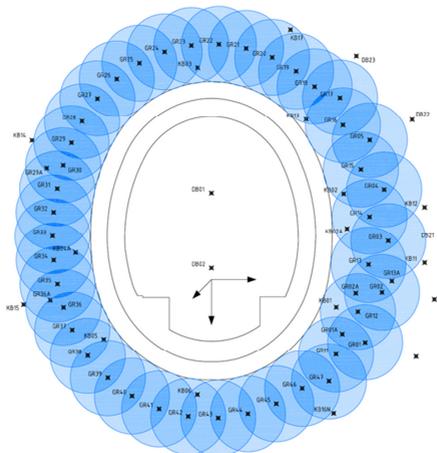


Bild 7: Frostkörpergeometrie und Lanzenanordnung

3 Injektionen und Bodenvereisung

3.1 Baustellenlogistik

Die Lage der Baustelle auf 1.800 m ü.NN und der Zugang zur Kaverne über den im Betrieb befindlichen Albulatunnel I erforderten eine sorgfältige Arbeitvorbereitung und beschränkten die Größe der zum Einsatz kommenden Gerätschaften. Die Passstraße von Bergün zur Baustelleneinrichtung am Portal in Preda wird im Winterhalbjahr als Rodelbahn genutzt. Personal und Versorgung der Baustelle sind während dieser Zeit nur per Bahn möglich. Sämtliche Material- und Gerätetransporte in und aus der Kaverne waren nur in den Nachstunden möglich. Zum Schichtwechsel konnte das Personal lediglich während der Zugpausen zu Fuß zur Kaverne bzw. dem Portal Preda gelangen. Während der Arbeiten in der Kaverne mußte speziell von der Rhätischen Bahn ausgebildetes Sicherheitspersonal vor Ort sein und organisierte die Gleissperrungen zum Personalwechsel.

3.2 Bohr- und Injektionsarbeiten

Unter den gegebenen Voraussetzungen waren die Anforderungen an die Bohrgenauigkeit besonders hoch. Maximal 30 cm Abweichungen von der geplanten Bohrachse waren über die Bohrlänge von 58 m zulässig. Ein unkontrollierter Bodenaustrag aus der Störzone war unbedingt zu vermeiden. Aufgrund des hohen Gebirgswasserdruckes waren sämtliche Bohrungen im Schutze eines Preventersystems auszuführen.

Das Durchörtern der kompakten Mylonitzone war vergleichsweise unkompliziert und erfolgte durch Imlochhammer- und Kernbohrungen. Kurz vor dem Erreichen der Störzone wurde auf ein geschlossenes System umgebaut. Nach Erreichen der Endteufe wurden die Manschetten-, Vereisungs- bzw. Temperaturrohre eingebaut und die Verrohrung zurückgezogen. Gleichzeitig wurde der Ringraum mit einem geeigneten Mörtel verpresst.

Die Bohrlochvermessung erfolgt mit dem INSOND Drill-Pilot®, einem hochpräzisen, gyrobasierendem Messgerät. Mit dem erstellten 3D-Modell konnte die Lage aller Bohrungen in der Störzone beurteilt werden (Bild 8). Zusatzbohrungen waren nur in einem sehr geringem Umfang erforderlich.

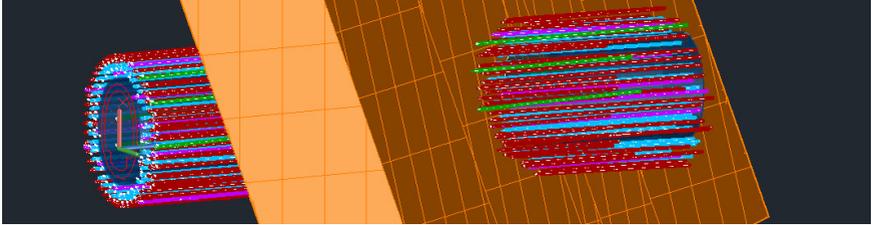


Bild 8: 3D Modell der Ist-Lage der Bohrungen

Die Injektionen erfolgten über die eingebauten Stahl-Manschettenrohre mit einem Manschettenabstand von 50 cm. In der ersten Phase wurde jede Manschette mit einem Doppelpacker angefahren und verpresst. In Bereichen mit hohen Aufnahmemengen wurden weitere Injektionsphasen durchgeführt. Als Injektionsgut kamen Zement und Feinzement zum Einsatz.

3.3 Bodenvereisung

Entsprechend der wärmetechnischen Berechnung war in der Aufgefrierphase eine maximale Gefrierleistung von maximal 420 kW zu installieren. Mit Erreichen der Erhaltungsphase verringerte sich der Leistungsbedarf auf ca. 60%.

Die Gefrieranlage bestand aus 3 einzelnen Gefrieraggregaten mit einer Leistung von je 140 kW. Die 3 Aggregate wurden über einen Primärkreislauf zusammengeschaltet. Aus diesem förderte die Sekundärpumpe in die Vereisungslanzen im Gebirge. Alle wichtigen Anlagenkomponenten waren für die Erhaltungsphase redundant ausgelegt. Die Rückkühlung der Gefrieraggregate erfolgte über die Löschwasserleitung des Bestandstunnels.



Abbildung 9: Gefrieranlage in der Kaverne

Für den Anschluß der einzelnen Lanzen wurde eine komplexe Verteilerkonstruktion installiert. Als Trägerkonstruktion und Zuwegung zur Installation während der Vortriebsarbeiten diente ein Raumgerüst (Bild 10). Jede der 42 Gefrierlanzen wurde separat angeschlossen und konnte durch Absperrarmaturen gesteuert werden.



Abbildung 10: Raumgerüst mit Soleverteiler

3.4 Tunnelvortrieb und Innenschale

Die Vortriebsarbeiten vom Portal Preda gestalteten sich schwieriger als geplant. Zur Vermeidung von Bauverzügen wurde das ursprüngliche Konzept umgestellt und ein Zwischenangriff aus der Kaverne gestartet (Bild 11). Zunächst war die sehr harte Mylonitzone zu durchfahren. Die Vortriebsarbeiten erfolgten mittels Abbruchhammer, ein Sprengvortrieb war zur Vermeidung von Beschädigungen der Vereisungsrohre nicht gestattet.

Mit Erreichen der schwimmenden Raibler-Formation konnte mit der Fräse vorgetrieben werden. Die Vortriebsarbeiten und der Einbau der Außenschale in Spritzbetonbauweise konnten zügig und ohne nennenswerte Probleme abgeschlossen werden.



Abbildung 11: Tunnelvortrieb aus der Kaverne

Bild 12 zeigt die auf der Außenschale angebrachte Abdichtungsstruktur. Die Tunnelinnenschale wurde anschließend als bewehrte Spritzbetonschale (Dicke 60 cm) hergestellt. Nach deren Fertigstellung wurde die Bodenvereisung nach einer rund 5-monatigen Erhaltungsphase außer Betrieb genommen und die Kaverne geräumt.



Abbildung 12: Abdichtung und Vorbereitung der Herstellung der Innenschale

4 Temperaturmonitoring

4.1 Konzept

Für die Überwachung der Frostkörperentwicklung waren 12 Temperaturmessbohrungen (Kontrollbohrungen) vorgesehen. Trotz der im Vorfeld ausgeführten Injektionsarbeiten war weiterhin mit hohen, lokal sehr eng begrenzten Gebrigswasserströmungen in möglicherweise noch nicht vollständig verfüllten Klüften zu rechnen. Insbesondere aus diesem Grund wurde der Vorschlag von Züblin, ein faseroptisches Temperaturmesssystem zu installieren vom Bauherrn angenommen.

Den Vorteil der ortsauflösend verteilten faseroptischen Temperaturmessung (DTS - Distributed Temperature Sensing) bietet dabei das Messprinzip. Die Messwerterfassung erfolgt entlang der gesamten Glasfaser wobei mit den marktüblichen Messgeräten eine Ortsauflösung von 50 cm sicher erreicht wird. Beim Einsatz konventioneller Messtechnik, üblicherweise Pt100 Sensoren bleibt die Messwerterfassung auf den Sensorpunkt beschränkt. Demzufolge wäre eine Vielzahl von Einzelsensoren notwendig um eine entsprechende Überwachungsdichte zu erreichen.

Während der Einsatz von faseroptischen Temperaturmessungen im Gefrierschachtbau schon mehrfach zur Anwendung kam und auch auf dem Gebiet der thermischen Leckortung bereits zum Stand der Technik gehört, bildet der Einsatz bei Vereisungsprojekten im Spezialtief- und Tunnelbau bislang noch die Ausnahme.

4.2 Einbau der Temperaturlanzen

Das in den Messlanzen eingesetzte Lichtwellenleiterkabel besitzt vier einzelne Fasern, die sich gebündelt im Kabelzentrum befinden. Ein Verbund aus Glasgarnen und Quellvlies schützt die Bündelader. Über die Glasgarne können Zugkräfte von bis zu 1.500 N aufgenommen werden. Das Quellvlies gewährleistet über die gesamte Kabellänge eine Wasserdichtigkeit. Die äußere PE-Ummantelung schützt das Kabel gegen UV-Licht und gegenüber chemischen Einflüssen.

Das Messkabel wurde an einem Stück geliefert (Bild 13) und führt vom Messgerät zur ersten Temperaturlanze. In diese wird es als Schleife eingebaut und zur benachbarten Messlanze weitergeführt. Nachdem alle Lanzen auf diese Art ausgestattet sind, führt das andere Ende des Kabels wieder zurück zum Messgerät. Die Messungen erfolgen somit im sogenannten Double-End Modus. Dadurch wird eine höhere Messgenauigkeit erreicht. Bei Kabelbruch an einer Stelle kann das System im Single-End Modus mit einer geringen Genauigkeitseinbuße weiter betrieben werden.



Abbildung 13: Verlegen der Glasfaserkabel

Zur Vermeidung baustellenbedingter Beschädigung der Zu- und Ableitungen wurde das Glasfaserkabel in einem Schutzrohr verlegt. Das Messgerät war im Baustellenbüro in der Kaverne untergebracht.

Infolge des anwachsenden Frostkörpers wird das im inneren befindliche Restwasser stark komprimiert. Die im inneren des Frostringes platzierten Drainagebohrungen dienen der Druckentlastung nach dem Schließen des Frostkörpers. Die Drainagebohrungen werden durch ein Heizkabel funktionsfähig gehalten. Zur Überwachung der Funktionsfähigkeit der Drainagebohrungen über die gesamte Länge wurden ebenfalls faseroptische Temperatursonden eingebaut und in einem zweiten, unabhängigen Kreis mit dem Messgerät verbunden.

4.3 Visualisierung und Auswertung der Messwerte

Für die Visualisierung der Messwerte wurde eine projektspezifische Internetseite eingerichtet. Neben der Darstellung des Temperaturverlaufes entlang der Lanze wurde der zeitliche Verlauf über die vergangenen 30 Tage in 5-Meter Schnitten dargestellt (Bild 14).

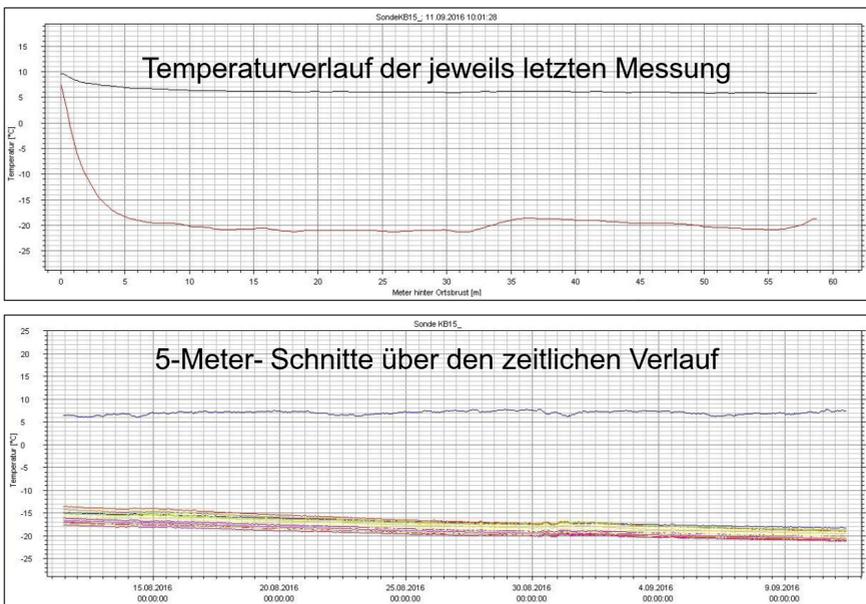


Abbildung 14: Temperaturverlauf einer Lanze

Bei der Auswertung des Temperaturverlaufes entlang der Lanze in Tagesschritten (Bild 15) während der Aufgefrierphase konnten die thermischen Eigenschaften der im Vorfeld erkundeten Geologie sehr eindrucksvoll nachgewiesen werden.

Im Mylonit mit dem vergleichsweise geringsten Wassergehalt ist eine deutlich schneller Abkühlung als im Bereich des Zellendolomites des Abschnittes 2 zu erkennen. Am langsamsten schreitet der Abkühlvorgang im Bereich der schwimmenden Raibler-Formation (Abschnitt III) voran.

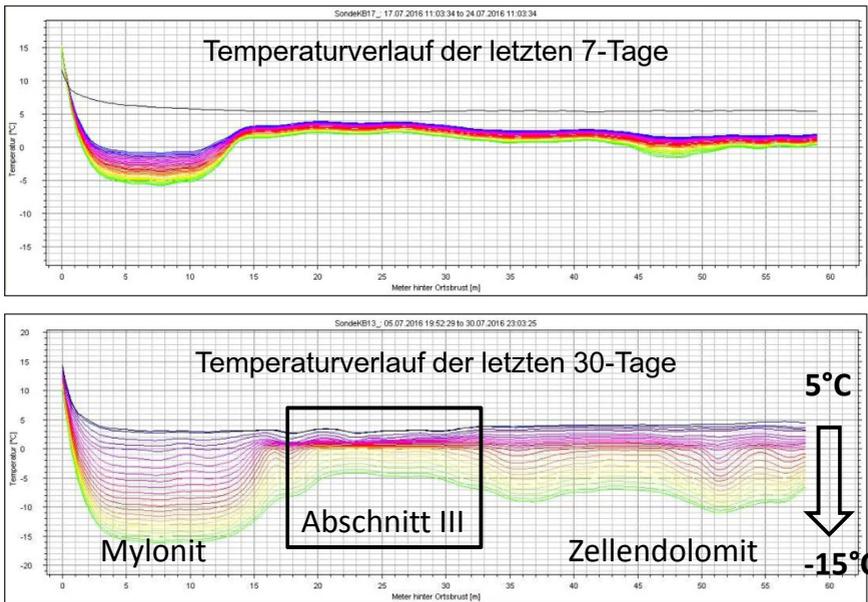


Abbildung 15: Temperaturverlauf einer in Tagesschritten

Die Baustellentauglichkeit der eingesetzten Komponenten wurde während der Vortriebsarbeiten ausgiebig getestet. Trotz schwerer Technik, Erschütterungen und enormer Staubentwicklung gab es keine gerätetechnischen Ausfälle. Lediglich eine während der Ausbrucharbeiten beschädigte Temperaturlanze mußte durch einen Baustellenspleiß repariert werden.

4.4 Drainageversuche

Zum Nachweis der Dichtigkeit des Frostkörpers vor Beginn der Vortriebsarbeiten wurden die zuvor beschriebenen Drainagebohrungen mit Drucksensoren ausgestattet. Der registrierte Druckanstieg an den Drainagen zeigte den Frostkörperschluss an (Bild 16).

Den direkten Nachweis der Dichtigkeit lieferte ein Drainageversuch, bei dem das im Inneren verbliebene Restwasser abgelassen wurde. Druck und Volumenstrom fielen beständig und ein Wiederanstieg war nicht zu registrieren.

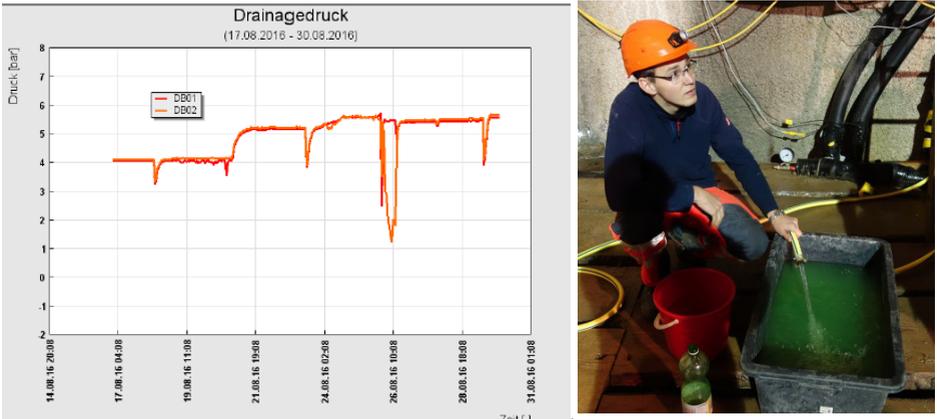


Abbildung 16: Druckentwicklung im Frostkörper und Drainageversuche

Zusammenfassung

Beim Neubau des Albulatunnel II war eine Störzone, die schwimmende Raibler-Formation, zu überwinden. Das Sicherungskonzept bestand aus einem Injektionsschirm und anschließender Bodenvereisung. Sämtliche Arbeiten waren aus einer Kaverne, erreichbar über den im Betrieb befindlichen Bestandstunnel auszuführen.

Zur Überwachung der Frostkörperentwicklung in der Aufgefrierphase und zur Sicherstellung eines gefahrlosen Tunnelvortriebes in der Haltephase der Vereisung wurden ortsauflösend verteilte faseroptische Temperaturmessungen ausgeführt. Das installierte System erwies sich trotz der extremer Belastungen, insbesondere während der Vortriebsarbeiten als außerordentlich zuverlässig und genau. Die entwickelten

Visualisierungstools ermöglichten eine effiziente und effektive Beurteilung der großen Flut an gewonnenen Messdaten.

Der Erfolg des Projektes war zu einem nicht unwesentlichen Teil der ausgesprochen vertrauensvollen und partnerschaftlichen Zusammenarbeit aller Projektbeteiligten zu verdanken. Die große Wertschätzung welche vom Auftraggeber, der Rätischen Bahn, allen Planern und Ausführenden entgegengebracht wurde, war dabei ein erheblicher Motivationsfaktor.

Literatur

Florin, Christian; Kradolfer, Werner und Loser, Paul (2013): Der alte Albulatunnel bleibt Teil des Systems, in: *Tec21, Jg. 139, Nr. 18, S. 14-18.*

Hechenbichler, Johann; Kurt Kogler; Alex Schneider und Wolfgang Orth: Neubau Albulatunnel II - Abschnitt III der Raibler-Rauwacke Vortriebssicherung durch Injektionen und Bodenvereisung, in: *DGGT - Deutsche Gesellschaft für Geotechnik e.V. (Hrsg.), 34. Baugrundtagung - Vorträge, Essen*

Kogler, K. Hechenbichler J, Wieser, T, Gabriel P: Grouting works and subsoil freezing for driving through the fault zone at the Albula Tunnel in Switzerland, in: *Nordic Grouting Symposium Oslo, Sept 2016*

Matter, B.: Herzstück der Albulalinie, In: *Unterirdisch – Beilage zu „Die Baustellen Nr. 11/2016“ S.4-8, Fachkon GmbH, Langenau a.A. (CH)*

Rhätische Bahn: Neubau Albulatunnel, Projektbeschreibung -Infoarena - Baustellenführung, https://www.rhb.ch/fileadmin/user_upload/redaktion/Ueber_die_RhB/Unternehmen/Dokumente/Albulatunnel_II/Informationsflyer_Nebau_Albulatunnel.pdf [18.09.2016].

Autor

Dipl.-Ing. (FH) Christian Perl, M.Sc.
Züblin Spezialtiefbau GmbH
Radeburger Straße 28

christian.perl@zueblin.de

01129 Dresden

Das geordnete Temperaturchaos

LAS und TAS an den BV Pergamonmuseum und U5 Berlin

Christian Leible, Claudia Backes
Implenia Spezialtiefbau GmbH

1 Einleitung

Temperaturmessungen im Spezialtiefbau sind nicht neu. Sie gewinnen jedoch in unterschiedlichen Anwendungsgebieten zunehmend an Bedeutung. Bedingt durch den konkurrenzreichen Markt, streben alle Baufirmen zunehmend nach der optimalen Kosten-Nutzen-Bilanz. Dem entgegen steht der Bauherr, der – simpel gesagt - ein mängelfreies Bauwerk erwartet. Bei der Erstellung einer planmäßig wasserdichten Baugrube werden daher zunehmend Nachweise über die Dichtigkeit von Düsenstrahlsohlen und der umschließenden Wände gefordert.

Über einen Pumpversuch lässt sich dieses Kriterium sicher nachweisen, indem die Pumpraten und Pegelstände über die Zeit dokumentiert und ausgewertet werden. Bei Nichterreichen des Kriteriums ist es die Aufgabe der Temperaturmessung, den Zustrom von Wasser in die Baugrube hinein zu lokalisieren.

Ein weiteres großes Einsatzgebiet ist die Messung von Bodentemperaturen im Zuge von Bodenvereisungsmaßnahmen. An dieser Stelle ist es Aufgabe der Messtechnik das Vorhandensein bzw. die Mächtigkeit eines Frostkörpers im Boden nachzuweisen. In diesem Fall wird den Messergebnissen höchste Aufmerksamkeit zuteil, da ein derartiger Frostkörper u.a. statische Aufgaben übernehmen kann und für folgende Baumaßnahmen zwingend erforderlich ist. Diese Methode ist nicht neu. Was ist bei dem System TAS der Implenia Spezialtiefbau GmbH also so besonders, dass sie hier Erwähnung findet?

Um ein möglichst lückenloses Abbild der vorherrschenden Temperaturen zu erzeugen, wird in den meisten Fällen eine Vielzahl an Temperatursensoren erforderlich. Der Einsatz üblicher Pt100-Sensoren mit jeweils 3 oder 4 Leitern führt daher zu einem hohen Arbeitsaufwand in der Anschluss technik. Zudem steigt das Risiko, Sensoren untereinander zu vertauschen mit zunehmender Anzahl an Messpunkten.

Das oberste Ziel eines andersartigen Messsystems muss also die Beschleunigung, Vereinfachung und Eindeutigkeit in der Zuordnung der Sensoren sein.

2 Das Implemia Mess-System

Innerhalb von nur sechs Wochen hat die Implemia Spezialtiefbau GmbH eine Methode zu einem System weiterentwickelt, das so auf dem Markt bisher nicht zur Verfügung steht. Die Grundidee besteht darin die Temperatursensoren zu digitalisieren und - ähnlich einer digitalen Märklin Lokomotive, die mittels Adresse an einem Stromkreis angesteuert wird- anzusprechen. Durch die Digitalisierung sind Leitungslängen, Temperatureinflüsse und Übergangswiderstände an Steckverbindern faktisch nicht mehr vorhanden, so dass es keine Fehlinterpretationen durch unbestimmbare Einflüsse gibt.

2.1 Hardware

Die im eigenen Haus entwickelten Sensorplatinen haben eine kleine Bauform (D=10mm L=45 mm) und sind mit einer Auflösung von 0,06°C sehr präzise. Jedem Sensor wird eine eindeutige Adresse zugewiesen. Die Kommunikation der Sensoren untereinander erfolgt mit einem Zweidrahtbussystem und Steckverbindung, wodurch der Verkabelungsaufwand bei gleichzeitig maximaler Informationsdichte gering gehalten wird.



Abbildung 1: Digitaler Temperatursensor mit Steckverbinder

Um eine möglichst grenzenlose Sensorenanzahl zu ermöglichen, wurden Verteiler (Bridges) entwickelt, welche einen Teil der Sensoren jeweils zu Gruppen zusammenfassen und Messdaten zwischenspeichern können. Ohne weitere Unterteilung können auf diese Weise momentan bis zu 4096 Sensoren angeschlossen und gleichzeitig abgefragt werden. Da ein Teil der Datenerfassung auf diese Weise in diese Knotenpunkte

verlagert wurde, können so auch kurze Messintervalle realisiert werden. Ein Messzyklus beträgt aktuell für etwa 1500 Sensoren an einer Datenleitung ca. 23 Sekunden.

Als Weiterentwicklung der „Standard“-Verteiler-Bridges können an die neueste Generation der Bridges jeweils 4 Sensorgruppen angeschlossen werden. Zur optischen Betriebszustands-Überwachung und möglichen Fehleranalyse weisen LEDs an den Verteilerstationen auf den aktuellen Status des Sensornetzwerkes hin.

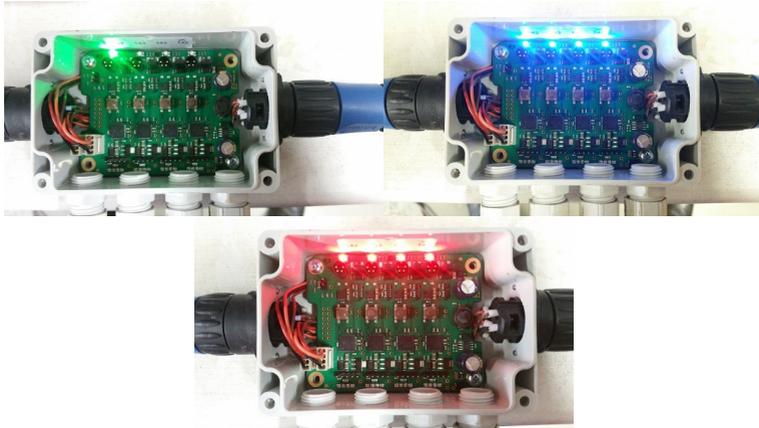


Abbildung 2: Status LEDs an den Bridges

Als Datenakquisitionssystem dient ein PC, der die Daten über ein speziell entwickeltes Messprogramm anfordert, speichert und bei Bedarf direkt visualisiert. Über eine Internetanbindung (UMTS, DSL o.ä.) können Daten umgehend auf einen Server transferiert werden. Dies ermöglicht ebenfalls die Möglichkeit einer Fernwartung und/oder Diagnose.

2.2 Software

Die Eigenentwicklung des Datenerfassungs- und Analyse-Tools TempLog ermöglicht die Datenabfrage der digitalen Temperatursensoren und Darstellung der ermittelten Temperaturdaten in einem klassischen Temperatur-Zeit-Diagramm. Auf diese Weise können Temperatursprünge, Ausreißer etc. zeitnah erkannt und analysiert werden. Eine Weiterentwicklung zu herkömmlichen Datenerfassungsprogrammen besteht in der direkten Abbildung der Temperaturen in thermographischen Flächendarstellungen von

unterschiedlichen Messebenen sowie einer parallel erzeugten 3D-Ansicht, die Temperaturbewegungen zwischen den Messebenen schnell aufzeigen und die Analysezeit somit wesentlich reduzieren kann. Dies hat zur Folge, dass ein Pumpversuch ggf. frühzeitig beendet und mit erforderlichen Nachdichtarbeiten begonnen werden kann.

Das Programm speichert die Daten in einem voreingestellten Intervall von bis zu 1Hz und stellt somit das Messergebnis für die Nachbearbeitung oder Online-Darstellung über einen Server im Internet sicher. Durch die hohe Abfragegeschwindigkeit und Speichermöglichkeit werden auch mögliche Konvektionserwärmungen im inneren von Messpegelrohren analysierbar und Vermischungen von unterschiedlich temperiertem Wasser innerhalb der Baugrube sichtbar.

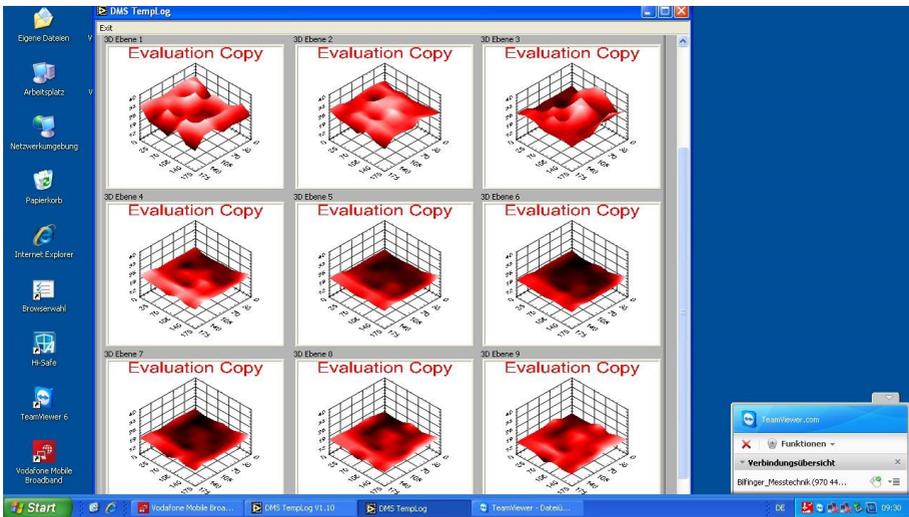


Abbildung 3: 3D Ansicht in 9 Ebenen über Fernzugriff, Aktualisierung im 3 min Intervall

3 Anwendungsfall Leakage Analyse System (LAS) am BV Pergamonmuseum

Auf der Baustelle „PMU II“ in Berlin wurden Düsenstrahlsäulen in einer Tiefe von ca. 8 m unter Geländeoberkannte hergestellt. Die Anordnung der Säulen wurde so gewählt, dass auch bei vertikaler Abweichung von 1% noch eine ausreichende Überschneidung besteht, um eine geschlossenen Fläche in dieser Tiefe herzustellen. Diese ist mit einer Schlitzwand/ Dichtwand umschlossen, und bildet somit einen sogenannten Trog der planmäßig wasserdicht ist. Bei den Messungen werden Temperaturänderungen während des

Abpumpens bzw. Absenkens des Wasserpegels in der Baugrube gemessen, um eventuelle Fließwege innerhalb der Baugrube, hauptsächlich jedoch von außen in die Baugrube hinein zu erkennen. Die kälteren Wasserströme, meist von außerhalb der Baugrube, kühlen das Innere der Baugrube ab, sodass sich dort das ankommende, kühlere Temperaturniveau einstellen wird.

Im Vorfeld wurden im Raster von ca. 3,6 m x 3,6 m insgesamt 42 Stück Pegelbohrungen bis kurz oberhalb der Sohle niedergebracht.

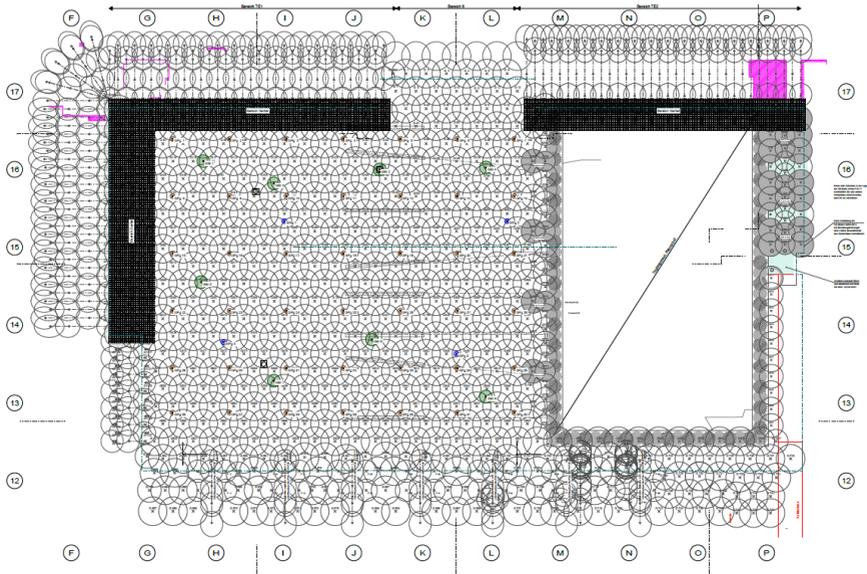


Abbildung 4: Verteilung der Messpegel auf dem Baufeld „Tempietto“

Die Bohrungen wurden mit Ankerbohrgestänge und verloraener Bohrkronen mit Wasserspülung hergestellt. In die Bohrung wurde der wassergefüllte Pegel eingestellt. In den jeweiligen Pegel (PVC-Kunststoffrohr 1“) wurden jeweils 9 Stück Temperaturfühler eingesetzt. Die Schrittweite der Sensoren wurde auf 1 m festgelegt. Die drei Sensoren, die der Dichtsohle am nächsten liegen haben jeweils einen Abstand von 0,5 m zueinander.

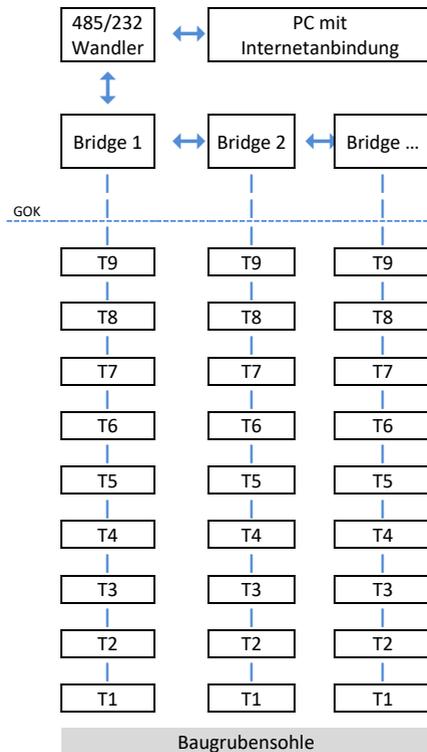


Abbildung 5: Erfassungssystem Temperatur-Messpegel mit Signalverteilung

Nach nur ca. 4 Stunden war die Installation aller Messsensoren abgeschlossen und die Messung konnte beginnen. In dem eingestellten Messintervall von 3 Minuten wurden jetzt 378 Temperatursensoren gleichzeitig abgefragt und die Werte gespeichert.

Über eine grafische Anzeige können während der Messung sowohl die aktuellen Temperaturwerte aller Messpegel und Sensoren abgelesen als auch der zeitliche Temperaturverlauf in einem Diagramm angezeigt werden.



Abbildung 6: Übersicht der Temperaturwerte Min-,Max- und Mittelwert während der Messung

Mithilfe des Datenerfassungsprogrammes werden kontinuierlich entsprechend des Speicherintervalls aus den korrespondierenden Temperaturwerten für jede Tiefenebene Isotherme erzeugt und als Thermoplot ausgegeben. Durch die Hinterlegung einer entsprechenden Farbskalierung können unterschiedliche Isothermenverläufe zu verschiedenen Zeitpunkten und somit ein mögliches Strömen von kälterem Wasser in die Baugrube hinein schnell und einfach erkannt werden.



Abbildung 7: Online Thermoplots einer dichten Baugrube



Abbildung 8: Online Thermoplots einer undichten Baugrube

4 Anwendungsfall Temperatur Analyse System (TAS) am BV Bahnhof Museumsinsel, U5 Berlin

Im Zuge der Herstellung des zukünftigen Bahnhofs Museumsinsel auf dem neu entstandenen Lückenschluss der U5 in Berlin muss der Zwischenraum der bereits aufgefahrenen Tunnelröhren geöffnet werden. Die Lage des Bahnhofs direkt unterhalb des Spreekanales bedingt umfassende statische Sicherungs-Maßnahmen vor dem Öffnen der Tunnelröhren. Zu diesem Zweck soll u.a. der Boden im Umfeld der zwei Tunnelröhren lückenlos aufgefroren werden. Die Brisanz des Bauprojektes bedingt ein umfangreiches Messkonzept, dass insbesondere die Überwachung der Bodentemperaturen beinhaltet.

Das umfassende Monitoring-Konzept gliedert sich in mehrere Teilsysteme:

- Überwachung der Grundwasser- und Bodentemperaturen entlang der Tunnelröhren
- Überwachung der Soleleitungstemperaturen
- Überwachung des Frostkörperanschlusses an die östliche und westliche Schlitzwand
- Überwachung des Frostkörperanschlusses an die Tübbinge
- Überwachung der Druckentwicklung auf die Tübbinge durch das Aufgefrieren
- Überwachung der Kälteanlage und Alarmfunktion

Zusätzlich werden weitere Prozessparameter wie z.B. Durchflussraten in den Soleleitungen erfasst.

Auf diese Weise werden insgesamt etwa 2000 Temperatursensoren an unterschiedlichen Positionen eingebaut und messtechnisch erfasst. Um einem Kabel-Chaos zu entgehen und den Arbeits- sowie Materialaufwand möglichst gering zu halten, wird nach dem Beispiel der LAS ein bisher einzigartiges Sensornetzwerk aufgezogen. Dies ermöglicht die Verbindung der Sensoren untereinander mit nur einem Bus-Kabel. Über eine Stern-/ Kreisschaltung ist an dieser Stelle jedoch eine sehr hohe Bussicherheit gewährleistet. Vorgefertigte Analysemuster helfen im Falle einer möglichen Busstörung die Fehler schnell zu erkennen und Ausweichleitungen zu aktivieren. Die digitalen Temperatursensoren an sich besitzen jeweils eine individuelle Adresse, deren Zuordnung zu einer bestimmten Position im Boden eindeutig ist. Das entwickelte digitale

Temperaturmesssystem erlaubt zudem die Abfrage von über 2000 Sensoren innerhalb kürzester Zeit.

Hinsichtlich der Darstellung und Übersichtlichkeit erfordert die große Anzahl an Messpunkten ein besonderes Augenmerk. Zuzüglich zu den obligatorischen online-Darstellungen im Internet soll die Entwicklung eines 3D-Modells die Überschaubarkeit gewährleisten, sodass ein frühzeitiges Erkennen und Eingreifen bei nicht planmäßigen Temperaturentwicklungen im Boden möglich ist.

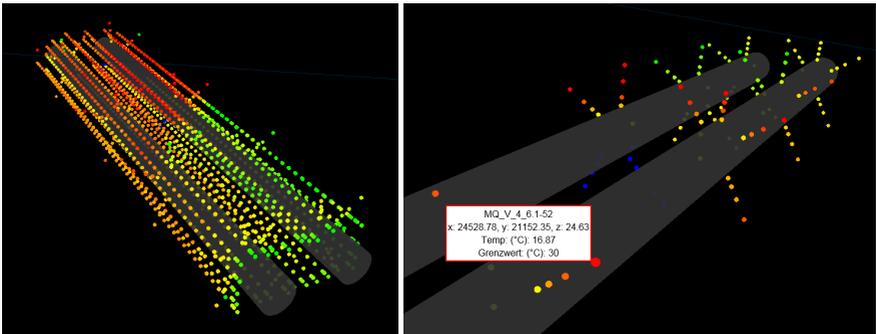


Abbildung 9: Online 3D-Model

Ein automatisches Dokumentationstool erstellt alle relevanten Berichte und Grafiken in festgelegten Intervallen. Zusätzlich kann über ein selektives Anwählen der Berichtszeiträume völlig eigene Berichte erstellt werden.

5 Ausblick

Trotz aller Vorsicht und Planung sind Kabel -insbesondere im Spezialtiefbau- ein Hindernis, das gerne übersehen, als Störung empfunden und beseitigt oder beschädigt wird. Darum ist das Bestreben nach kabellosen Verbindungen in der Geomesstechnik groß. Die eigens entwickelten Bridges verfügen standardmäßig über eingebaute Funkmodule und können bereits jetzt drahtlos Temperaturdaten versenden. Das Ziel in naher Zukunft ist, alle Verteiler über ein umfassendes Funknetzwerk anzusteuern. Eine Aufgabe hierbei ist die Energieversorgung. Die einzelnen Funksender, über das Baufeld verteilt, benötigen weiterhin Strom. Über Low-Power Schaltungen und entsprechende Stromspeicher soll so die Energieversorgung für den entsprechenden Messeinsatz

aufrecht erhalten bleiben. Die Umstellung auf Funk wird die Installationszeit erheblich minimieren. Ein Faktor der die Effizienz des Systems weiter steigern wird.

Autoren

Christian Leible

christian.leible@implenia.com

Claudia Backes

claudia.backes@implenia.com

Technical Competence Center - Messtechnik

Implenia Spezialtiefbau GmbH

Diffenésstraße 14, 68169 Mannheim

<http://www.spezialtiefbau.implenia.com/>

Tel.: 0621 700 14-284

Messtechnische Herausforderungen bei der Bestimmung von Zugkräften für die Rückverankerung einer Unterwasserbetonsohle

Nils Hinzmann, Dr. Jörg Gattermann

Technische Universität Braunschweig, Institut für Grundbau und Bodenmechanik

1 Einleitung

Bei der messtechnischen Begleitung von Baumaßnahmen kommt es in der Regel zu außergewöhnlichen Beanspruchungen der eingesetzten Messtechnik bzw. der Kabel zur Signalübertragung. Besonders beim Monitoring von Baugruben muss die Messtechnik schon sehr früh im Bauablauf eingebaut werden. Alle weiteren Arbeitsschritte, besonders beim Einsatz von Großgeräten, stellen eine potentielle Gefährdung der Messtechnik dar.

Dieser Beitrag thematisiert die auftretenden Probleme und Risiken beim Einsatz von Dehnungssensoren zur Bestimmung von Zugkräften in Ankern bzw. Pfählen. Des Weiteren wird die Applizierung einer Auswahl von Dehnungssensoren an Versuchskörpern beschrieben und die Ergebnisse anschließend durchgeführter Druck- und Zugversuche dargestellt.

2 Herausforderungen beim Monitoring von Pfählen und Anker

Um die auftretende und sich ändernde Belastung bei der Herstellung von Baugruben zu erfassen, können die zur Kraftaufnahme installierten Sicherungsmaßnahmen messtechnisch überwacht werden. Zur Erfassung der Zug- bzw. Druckkräfte werden in der Regel Dehnungssensoren an die zu überwachenden Bauteile appliziert. Dabei ist zu beachten, dass Messtechnik, welche in einen Baustoff bzw. in den Boden eingebaut wird, aufgrund der fehlenden Zugänglichkeit als verlorene Messtechnik zu betrachten ist. Somit kommt der Langlebigkeit, Wasserdichtigkeit sowie dem Widerstand gegen mechanische Einwirkung und äußere Einflüsse eine besondere Bedeutung zu.

Dehnungssensoren zur Bestimmung der Normalkräfte werden in der Regel im Fertigungswerk bzw. einer geschützten Umgebung appliziert. Eine Applizierung auf der Baustelle ist durchaus möglich, birgt allerdings einen ungemein größeren Aufwand. So wirken sich nicht kontrollierbare Witterungseinflüsse und tiefe Temperaturen negativ auf die Genauigkeit der Applizierung aus.

Sobald die Pfähle oder Anker samt Messtechnik hergestellt sind, müssen die aus dem Boden bzw. Bauwerk herausführenden Anschlusskabel vor Feuchtigkeit und mechanischer Einwirkung geschützt werden. Die Herstellung von Pfählen und Ankern erfolgt bereits relativ früh im Bauablauf, sodass bei späteren Arbeitsschritten die Gefahr einer Beschädigung der Messtechnik bzw. der Kabel besteht. Besonders bei der Überwachung von Zugpfählen einer Unterwasserbetonsohle kann es durch die beschränkte Sicht und dem Einsatz von Großgeräten schnell zu einer Beschädigung kommen. Sicherungsmaßnahmen zum Schutz der Messtechnik und der Kabel müssen daher im Bauablauf berücksichtigt werden.

3 Laborversuche zur Bestimmung der Sensoreignung

Um bereits vor Baubeginn geeignete Sensorik auszuwählen hat das Institut für Grundbau und Bodenmechanik der Technischen Universität Braunschweig (IGB-TUBS) unterschiedliche Sensortypen im Labor auf die Baustellenverträglichkeit in Bezug auf die Applizierung sowie Messgenauigkeit untersucht. Im Einzelnen wurden auf GEWI-Anker unterschiedliche Dehnungssensoren appliziert und in mehreren Druck- und Zugversuchen belastet. Da während des Einsatzes unter Baustellenbedingungen eine Beanspruchung der Messgeber, Kabelleitungen sowie der Datenerfassung nicht vermieden werden kann, wird im Rahmen dieses Beitrags auch die Applizierung der jeweiligen Sensorik, sowie der Widerstand gegen Feuchtigkeit und mechanischer Einwirkung thematisiert.

Im Rahmen der Untersuchung wurden Zug- sowie Druckversuche an GEWI-Ankern in der Materialprüfanstalt der Technischen Universität Braunschweig durchgeführt. An die GEWI-Stäbe wurde zunächst eine Auswahl an Dehnungsaufnehmern appliziert. Verwendet wurden Faseroptische Dehnungssensoren (Faser-Bragg-Gitter, FBG), elektrische Dehnungsmessstreifen (DMS) und Schwingsaiten (Vibrating Wire, VW). In der Abbildung 1 ist die schematische Anordnung der Sensorik abgebildet.

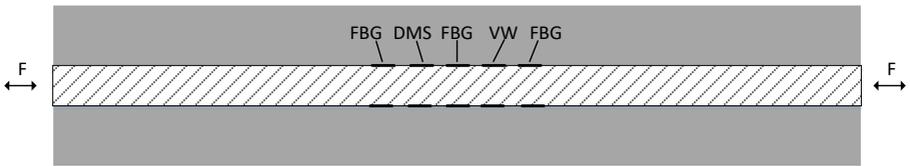


Abbildung 1: Schematische Anordnung der Messtechnik (nicht Maßstäblich)

Insgesamt wurden je zwei Zug- sowie Druckversuche an den GEWI-Ankern durchgeführt. Zunächst erfolgte je ein Zug- sowie Druckversuch an einem unverpressten, nacktem GEWI-Anker. Die zuvor getesteten Stäbe wurden danach durch die Firma DYWIDAG verpresst und nach dem Aushärten ein weiteres Mal belastet. Die verwendeten Abmessungen sowie Versuchseingangsgrößen sind in der folgenden Tabelle 1 abgebildet.

Tabelle 1: Technische Daten der verwendeten GEWI-Anker

	Zuganker	Druckanker
Material	S 500/550	S 500/550
Durchmesser[mm]	50	50
Länge [mm]	2000	900
Länge Verpresskörper [mm]	160	60
E-Modul Stahl [N/mm ²]	205.000	205.000
E-Modul Mörtel [N/mm ²]	33.000	33.000
max. Prüfkraft [kN]	900	250

Die Prüfkraft der Zugversuche wurde so ausgewählt, dass etwa 90 % der Streckgrenze des Stahls erreicht werden. Laut den Literaturangaben liegt die Streckgrenze eines BST 500 bei 1.080 kN. In Absprache mit den Betreibern der Prüfanlage und zur Vermeidung einer plastischen Verformung wurde die maximale Prüfkraft für den Zugversuch auf 900 kN festgelegt. Für die Druckversuche wurde die max. Prüflast auf 250 kN festgelegt, was etwa 25 % der Streckgrenze entspricht.

Beim Zugversuch wurde die Prüfkraft über Klammern in den GEWI eingeleitet. Über eine möglichst lange Prüfkörperlänge sollte eine Kraftübertragung in den Mörtel über Schubrippen ermöglicht werden. Für die Druckversuche wurde ein kürzerer Prüfkörper gewählt, um eine Ausknicken des GEWI zu vermeiden.

Die Lastaufbringung der Versuche wurde in jeweils vier Laststufen unterteilt. Die Lastaufrechterhaltung zwischen den einzelnen Laststufen betrug 2 Minuten. Nach dem Erreichen der Maximallast wurde diese für 30 Minuten gehalten. Der Tabelle 2 kann das Belastungskonzept entnommen werden.

Tabelle 2: Belastungskonzept

Laststufe	Zuganker [kN]	Druckanker [kN]	Lastaufrechterhaltung [min]
Nr. 1	250,0	62,50	2
Nr. 2	500,0	125,0	2
Nr. 3	750,0	187,5	2
Nr. 4	900,0	250,0	30

3.1 Verwendete Messtechnik

Wie bereits erwähnt, wurden zur Feststellung der erzeugten Dehnung unterschiedliche Sensoren verwendet. Im Folgenden wird die Sensorik kurz erläutert.

Dehnungsmessstreifen (DMS)

Bei den verwendeten elektrischen Dehnungsmessstreifen handelt es sich um metallische DMS der Firma HBM, welche je nach Herstellungsverfahren in Folien-, Draht- und Dünnschicht-DMS unterteilt werden.

Der Folien-DMS ist die jüngste und heutzutage die am häufigsten verwendete DMS-Art. Der prinzipielle Aufbau ist jedoch immer sehr ähnlich und unterscheidet sich meist nur in der Messgitterform und –größe sowie in den für den Träger und das Gitter verwendeten Werkstoffen. Dieser Aufbau eines serienmäßig hergestellten Folien-DMS mit metallischem

Messgitter ist in Abbildung 2 dargestellt. Von unten nach oben besteht der DMS aus einer ca. 25 µm dicken isolierenden Trägerfolie aus Kunststoff, auf dieser befindet sich die etwa 5 µm dicke metallische Messgitterfolie. Das Aussehen des Gitters wird fotochemisch durch Ätzen erzeugt. Eine ca. 12 µm dicke Abdeckschicht, ebenfalls aus Kunststoff, schützt das Messgitter. An den aufgeweiteten Enden des Gitters befinden sich die Lötanschlusspunkte für die Verkabelung.

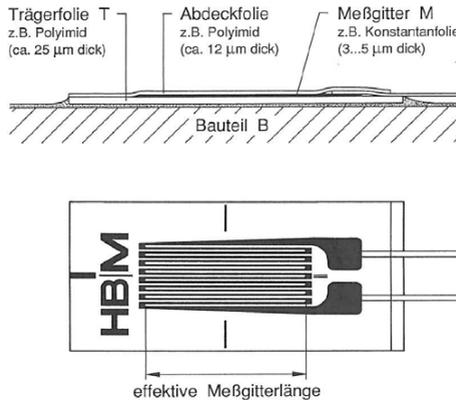


Abbildung 2: Charakteristische Bauform eines Folien-DMS [KEIL, 1995]

Die im Messobjekt erzeugte Dehnung überträgt sich auf das Messgitter. Diese Längenänderung macht sich im Messgitter in einer Änderung des Widerstands bemerkbar. Diese Widerstandsänderung ist direkt proportional zur Dehnung:

$$\varepsilon = \left(\frac{\Delta R}{R} \right) / k$$

mit: ε = Dehnung

R = Widerstand DMS

ΔR = Widerstandsänderung

k = Proportionalitätsfaktor (k-Faktor)

Für weiterführende Informationen wird auf KEIL (1995) und SCHIESSLE (1992) verwiesen.

Schwingsaite (Vibrating Wire)

Bei dem Messprinzip der Schwingsaiten ist eine Stahlsaite zwischen zwei Metallblöcken befestigt, die in direktem Kontakt mit dem zu messenden Bauteil (beispielsweise Stahl oder Beton) stehen. Eine Längenänderung des Bauteils hat somit auch eine direkte Auswirkung in Form einer Spannungsänderung auf die Schwingsaite, was wiederum eine Änderung der Resonanzfrequenz der Saite zur Folge hat. Um diese zu messen, wird die Saite über zwei Spulen angeregt. Eine Spule enthält dabei einen Magneten, die andere ein Polstück. Die Änderung wird mit Hilfe eines Data Loggers registriert und in eine Dehnung umgerechnet. Die Umrechnung der Frequenzänderung erfolgt dabei mit Hilfe des Proportionalitätsfaktors (Gage-faktor), der bei jeder Schwingsaite individuell ist:

$$\varepsilon = G * (\Delta f^2 * 10^{-3})$$

mit: ε = Dehnung

G = Proportionalitätsfaktor (Gage-Faktor)

f = Resonanzfrequenz

In der Abbildung 3 ist der verwendete Schwingsaitentyp dargestellt.

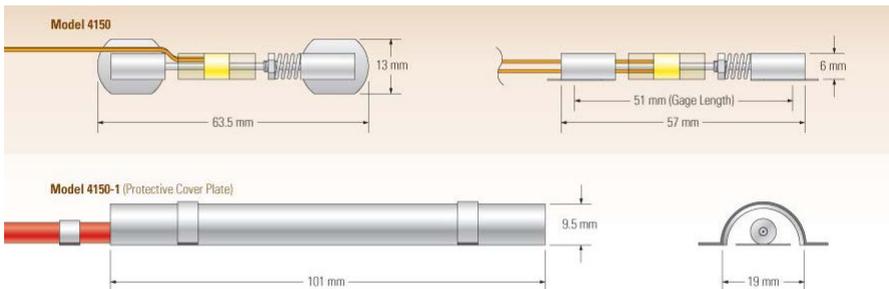


Abbildung 3: Schwingsaiten Model 4100 Spot-Weldable Strain Gages [GEOKON, 2018]

Faseroptik (Faser Bragg Gitter)

An jedem GEWI wurde eine Sensorkette mit sechs faseroptischen Dehnungssensoren von FBGS appliziert. Grundsätzlich beruht das Prinzip dieser Sensoren auf einer lokalen periodischen Modulation des Refraktionsindex der jeweiligen Sensoren, welche durch eine

lichtwellenleitende Faser verbunden sind. An jedem Sensor wird eine spezifische Wellenlänge reflektiert, sodass im Reflexionsspektrum ein Peak entsteht und im Transmissionsspektrum eine Senke (Abbildung 4). Jeder Sensor ist aus einem Gitter mit mehreren Rippen aufgebaut, sodass ein Lichtspektrum an jeder Rippe dieses Gitter reflektiert wird. Durch die Vielzahl von Rippen kann eine Interferenz der Lichtwellen nur entstehen, wenn das reflektierte Licht einem Vielfachen des doppelten Abstandes zwischen den Rippen entspricht (Abbildung 5). Falls eine Dehnung des Gitters erfolgt, erhöht sich der Abstand zwischen den einzelnen Rippen, sodass die reflektierte Wellenlänge vergrößert wird [FBGS INTERNATIONAL N.V., 2017]. Im Falle einer Stauchung des Sensors wird im Umkehrschluss die reflektierte Wellenlänge verringert. Durch die Längenänderung des reflektierten Signals kann die Dehnung mit:

$$\varepsilon_{mech,s} = \frac{1}{k} \ln\left(\frac{\lambda}{\lambda_0}\right)$$

- mit: $\varepsilon_{mech,s}$ = Dehnung
 k = Proportionalitätsfaktor
 λ = Wellenlänge
 λ_0 = Wellenlängenänderung

bestimmt werden. Besondere Vorteile dieser Technologie sind die Unempfindlichkeit der Sensoren gegenüber Wasser und speziell elektromagnetischer Strahlung.

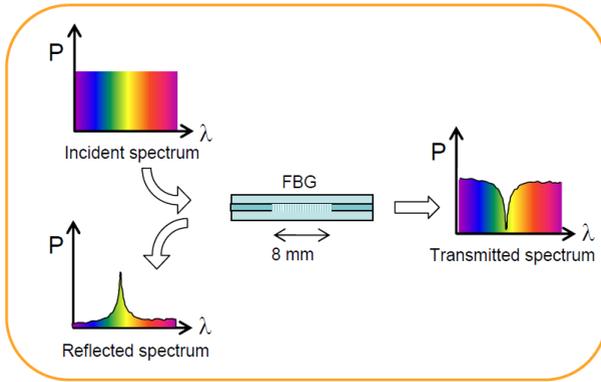


Abbildung 4: Reflexion und Transmission am Faser-Bragg-Gitter [FBGS INTERNATIONAL N.V., 2017]

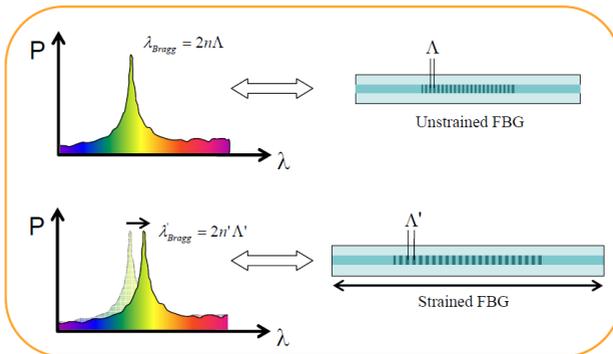


Abbildung 5: Dehnungsmessung am FBG [FBGS INTERNATIONAL N.V., 2017]

3.2 Applizierung

3.3 GEWI-Vorbereitung

Eine Anforderung, welche alle Messgeber betrifft, ist ein bündiger Verbund zwischen Sensorik und Materialoberfläche sowie eine wasserdichte Kapselung. Um diese Anforderungen zu erfüllen musste die Oberfläche der GEWI-Stäbe vorbehandelt werden.

Durch den Abtrag der Oberflächenbeschichtung wurden ebene Flächen zwischen der Rippung auf beiden Seiten der GEWIs geschaffen. Auf diese ebene Fläche konnte die Sensorik appliziert werden. In der Abbildung 6 ist der vorbehandelte GEWI-Starb abgebildet.



Abbildung 6: Vorbereiteter GEWI-Stab

3.4 DMS und Schwingsaiten

Die elektrischen DMS sowie die Schwingsaiten wurden mittels Widerstandspunktschweißung auf der Oberfläche befestigt. Dazu wurde ein Kondensatorentladungs-Punktschweißgerät mit geringer Energie (ca. 25 J) genutzt.

Eine wasserdichte Kapselung der DMS wurde nach dem Punktschweißen durch das Auftragen einer Schicht aus Polyurethan-Kleberstoff erreicht. Um den DMS vor mechanischen Einwirkungen zu schützen wurde zudem eine Botyl-Knetmasse

aufgebracht. In der Abbildung 7 ist ein geschweißter DMS sowie die anschließend aufgebraachte Kapselung dargestellt.

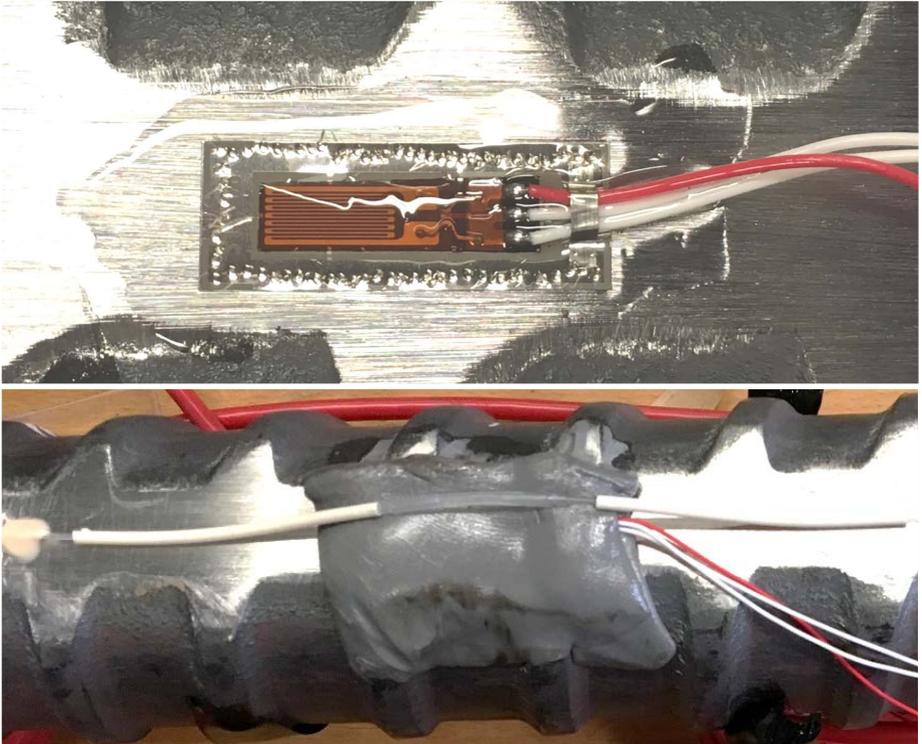


Abbildung 7: Applizierter DMS (oben) und Verkittung (unten)

Im Gegensatz zu den DMS wird die Schwingseite bereits wasserdicht gefertigt. Nach Erreichen eines kraftschlüssigen Verbunds zwischen Schwingseite und GEWI-Anker wurde zum Schutz vor mechanischer Einwirkung ein Metallprofil über dem Sensor angebracht. Um ein Eindringen des Mörtels im Verpressvorgang zu verhindern wurde das Metallprofil mit Silikon verfüllt. Der Abbildung 8 kann eine geschweißte Schwingseite und das angebrachte Metallprofil entnommen werden.

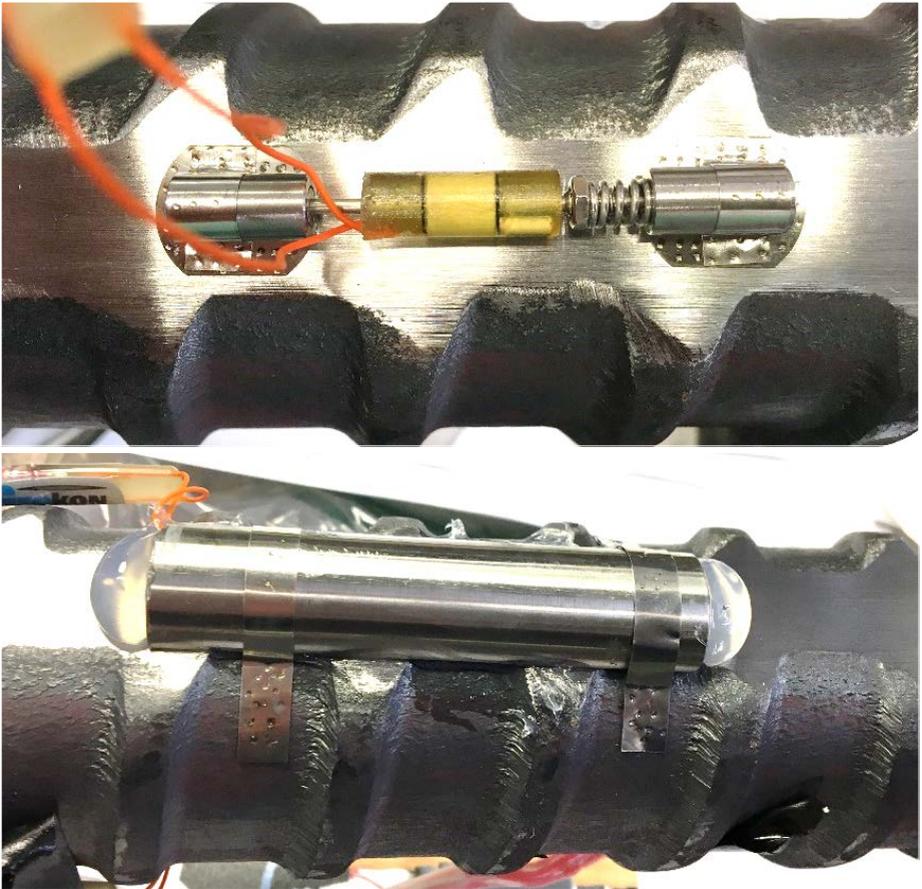


Abbildung 8: Applizierte Schwingensaite (oben) und Kapselung (unten)

3.5 Faseroptische Dehnungsmessstreifen – Fiber Bragg Gitter

Die verwendete FBG-Technologie besteht aus einem Glasfaserkabel mit zuvor fest integrierten Messstellen. So können mit einem Kabel mehrere Sensoren gemessen werden. Geschützt wird das Glasfaserkabel durch eine Kunststoffhülle, welches eine Bewegung der Glasfaser im Inneren ermöglicht. An den jeweiligen Messstellen ist die Kunststoffhülle unterbrochen. In der Abbildung 10 ist eine bereits befestigte Messstelle der FBG dargestellt.

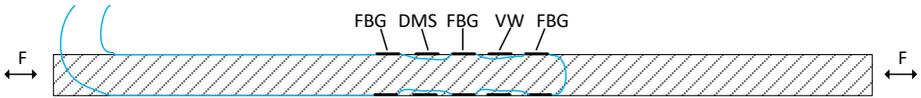


Abbildung 9: Anschluss der FBG-Sensoren (unmaßstäblich)

Für die Versuche wurden zwei identische Messketten eingesetzt. In die Messketten wurden jeweils sechs Messstellen mit einem Abstand von 20 cm integriert. Die Abbildung 9 veranschaulicht die Anbringung und Verbindung der Messkette am GEWI-Stab.

Jede Messkette wird mit einem Anschluss am Anfang und am Ende der Glasfaser versehen. Der Einsatz von zwei Steckern ermöglicht das Messen von beiden Seiten der Glasfaser. Somit kann bei einer Beschädigung des Kabels oder Steckers die Messung von der anderen Seite fortgeführt werden.

Die Installation dieser Sensoren erfordert ein hohes Maß an Präzision und Sauberkeit bei der Installation, da diese mit einem speziellen Klebstoff appliziert werden, welcher nur unter UV-Strahlung einer speziellen UV-Lampe aushärtet. Die FBG wurden mit einem UV-Kleberstoff kraftschlüssig auf der Oberfläche befestigt. Die schützende Kunststoffhülle wurde nach Aushärtung des UV-Klebers mit Silikon auf der Länge des GEWI-Ankers befestigt. Als Schutz vor mechanischer Einwirkung wurden die Messstellen zusätzlich mit einer Botyl-Knetmasse abgedeckt.

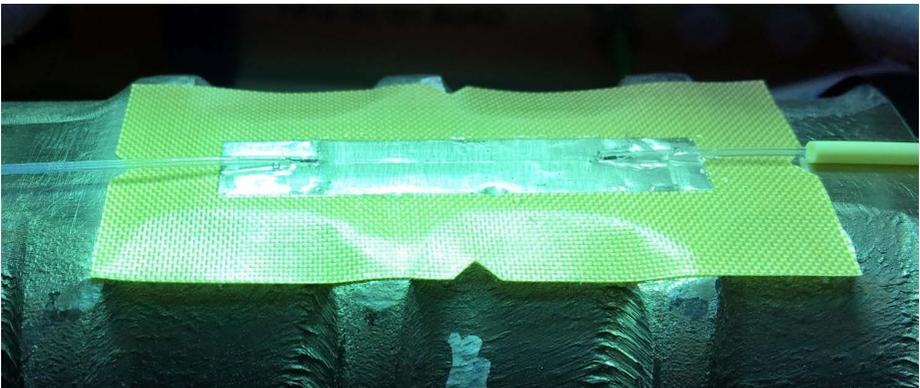


Abbildung 10: Aufgeklebter FBG

In der Abbildung 11 sind die fertiggestellten GEWI-Anker abgebildet. Die Anordnung sowie die Abstände zwischen den Sensoren ist bei beiden Gewi-Stäben identisch.

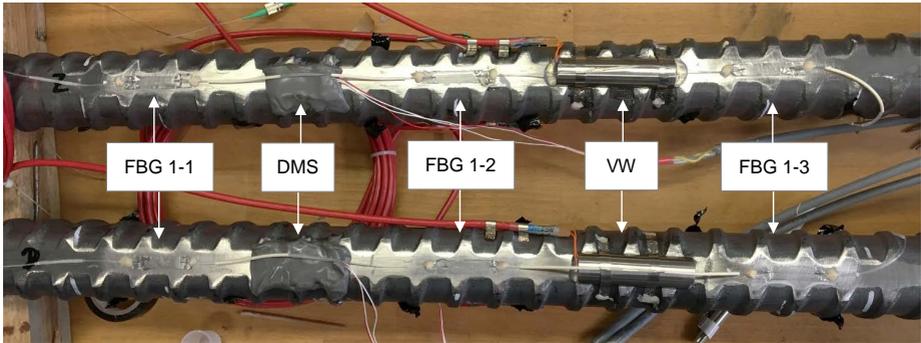


Abbildung 11: Fertiggestellte GEWI-Anker

4 Versuchsergebnisse

Die Versuchsdurchführung sowie die Lastregime können dem Kapitel 3 entnommen werden. Im Folgenden werden die gewonnenen Ergebnisse einzeln dargestellt und verglichen.

4.1 Zugversuch Nr. 1 – unverpresst

In der Abbildung 12 ist der in die Versuchsanlage eingesetzte unverpresste Zug-GEWI abgebildet.



Abbildung 12: Vorbereiteter Zugversuch – unverpresst

In den folgenden Diagrammen sind die Ergebnisse des Zugversuchs Nr. 1 dargestellt. In den Abbildung 13, Abbildung 14 und Abbildung 15 sind die umgerechneten Kraftverläufe über die Versuchsdauer abgebildet.

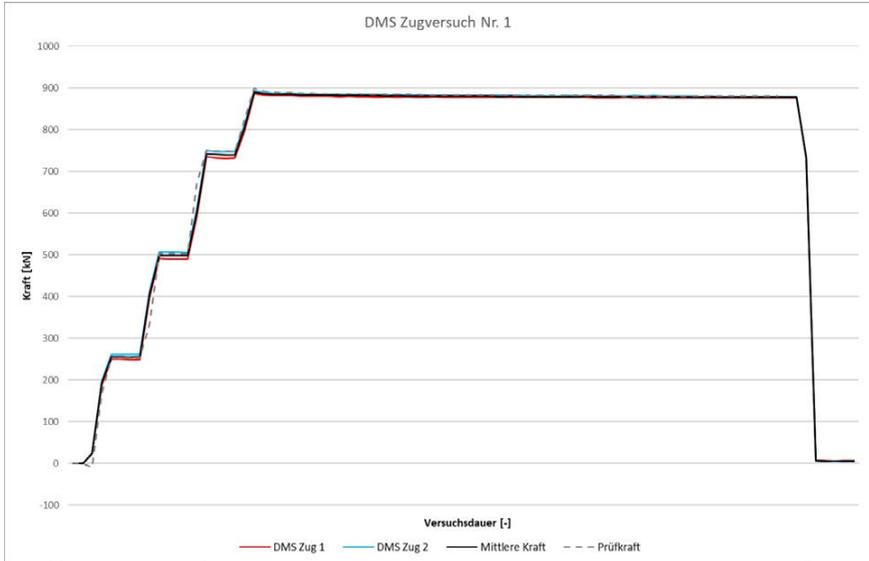


Abbildung 13: Ergebnis der DMS-Messung Zugversuch Nr. 1

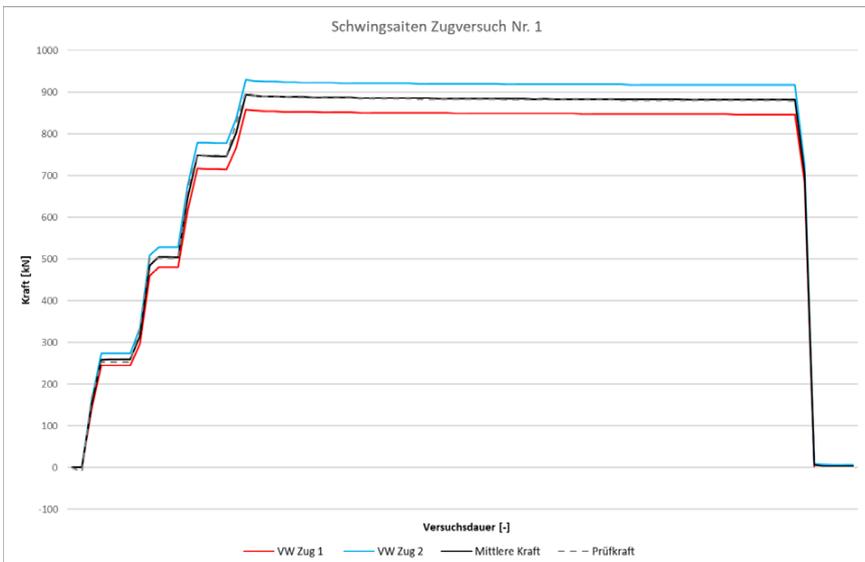


Abbildung 14: Ergebnis der Schwingsaiten-Messung Zugversuch Nr. 1

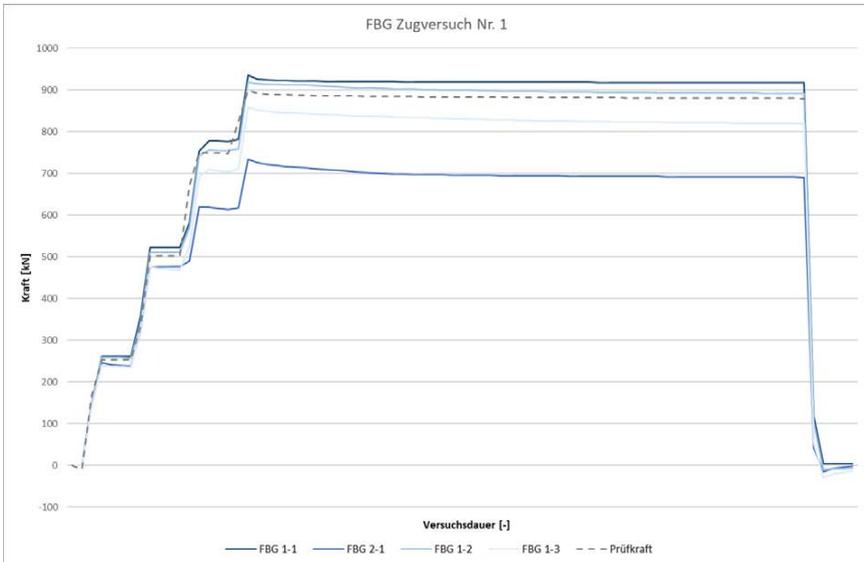


Abbildung 15: Ergebnis der FBG-Messung Zugversuch Nr. 1

Der Kraftverlauf der einzelnen DMS (Abbildung 13) zeigt im Vergleich zu den übrigen Aufnehmern die kleinste Streuung. Die Schwingensaiten (Abbildung 14) zeigen eine Abweichung der maximalen Prüfkraft von ca. ± 50 kN. Die mittlere Kraft zwischen den beiden Schwingensaiten zeigt allerdings eine hohe Übereinstimmung mit der Prüfkraft.

Die FBG (Abbildung 15) weisen die größte Streuung im Bezug zur Prüfkraft auf. Zudem ereignete sich bei etwa 600 kN an dem Sensor FBG 2-2 ein Ausfall. Im Folgenden können daher lediglich die Messstellen FBG 1-1, 2-1, 1-2, 1-3 ausgewertet und dargestellt werden.

Es ist zu erwähnen, dass die unterschiedlichen Messgeber mit verschiedenen Datenerfassungen aufgezeichnet wurden. Eine zeitliche Synchronisation der Sensoren und der Prüfkraft wurde im Rahmen der Auswertung manuell hergestellt.

4.2 Zugversuch Nr. 2 verpresst

In der Abbildung 16 ist der verpresste Zug-GEWI in der Versuchseinrichtung dargestellt. Analog zum Kapitel 4.1 sind in den Abbildung 17, Abbildung 18 und Abbildung 19 die umgerechneten Kraftverläufe über die Versuchsdauer abgebildet.



Abbildung 16: Vorbereiteter Zugversuch – verpresst

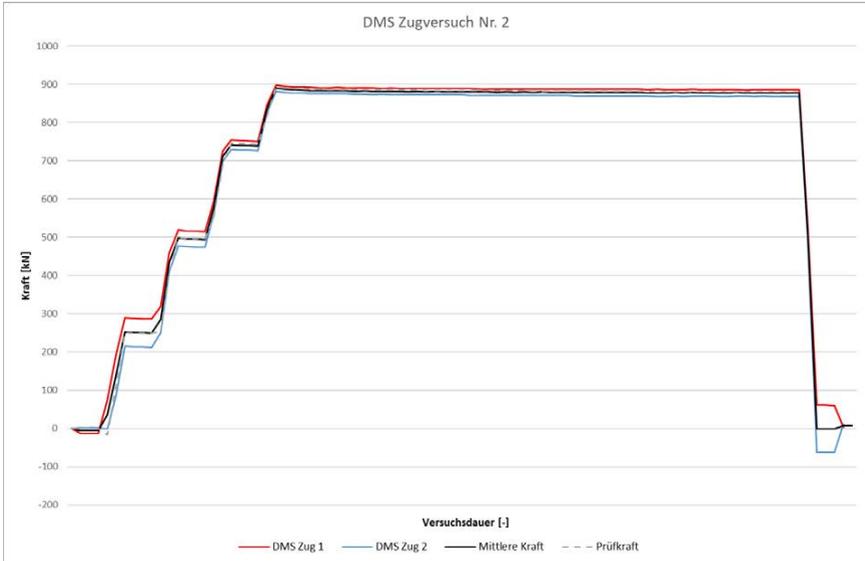


Abbildung 17: Ergebnis der DMS-Messung Zugversuch Nr. 2

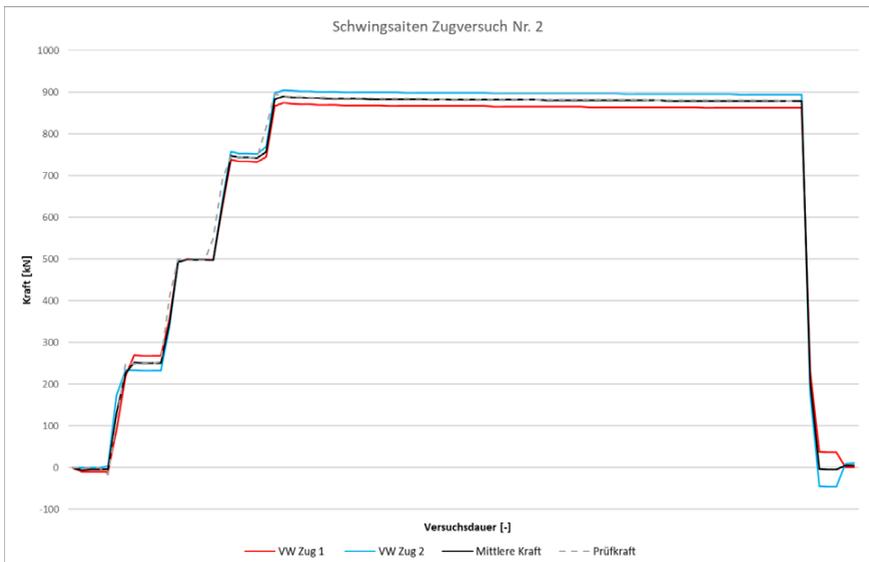
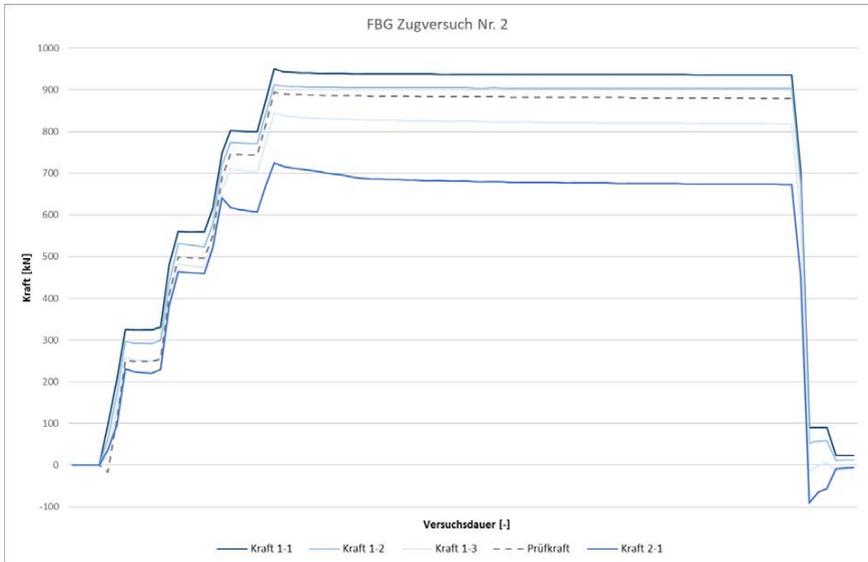


Abbildung 18: Ergebnis der Schwingsaiten-Messung Zugversuch Nr. 2



4.3 Druckversuch Nr. 1 unverpresst

In der Abbildung 20 ist der in die Versuchsanlage eingebauter unverpresste Druck-GEWI zu sehen. Die Länge des Versuchskörpers wurde so gewählt, dass ein Ausknicken während des Druckversuchs ausgeschlossen werden konnte.

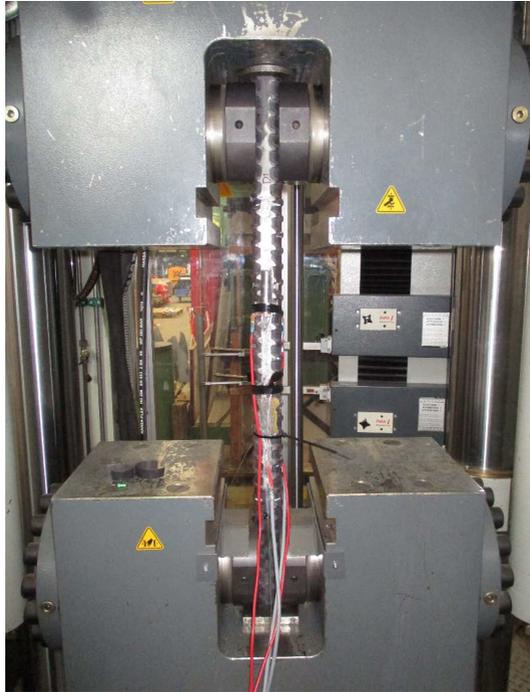


Abbildung 20: Vorbereiteter Druckversuch – unverpresst

Analog zum Kapitel 4 sind in den Abbildung 21, Abbildung 22 und Abbildung 23 die umgerechneten Kraftverläufe über die Versuchsdauer abgebildet.

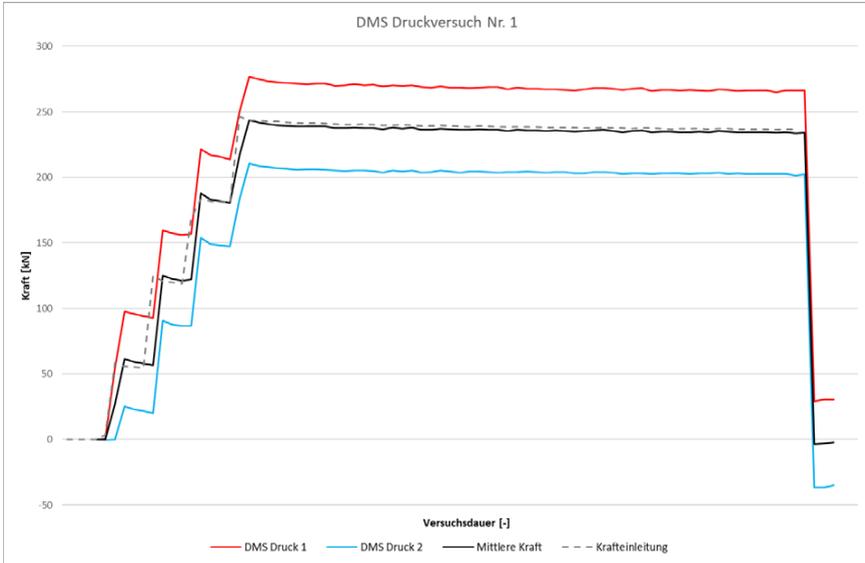


Abbildung 21: Ergebnis der DMS-Messung Druckversuch Nr. 1

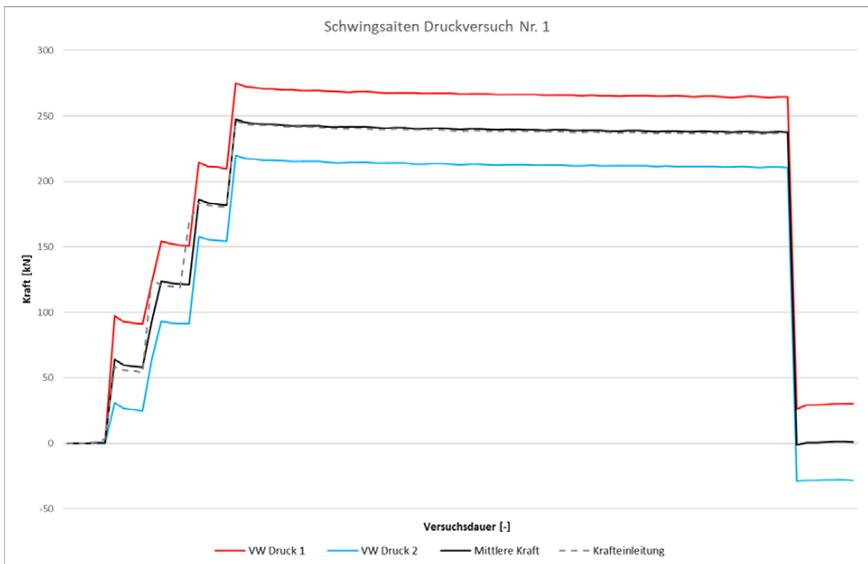


Abbildung 22: Ergebnis der Schwingsaiten-Messung Druckversuch Nr. 1

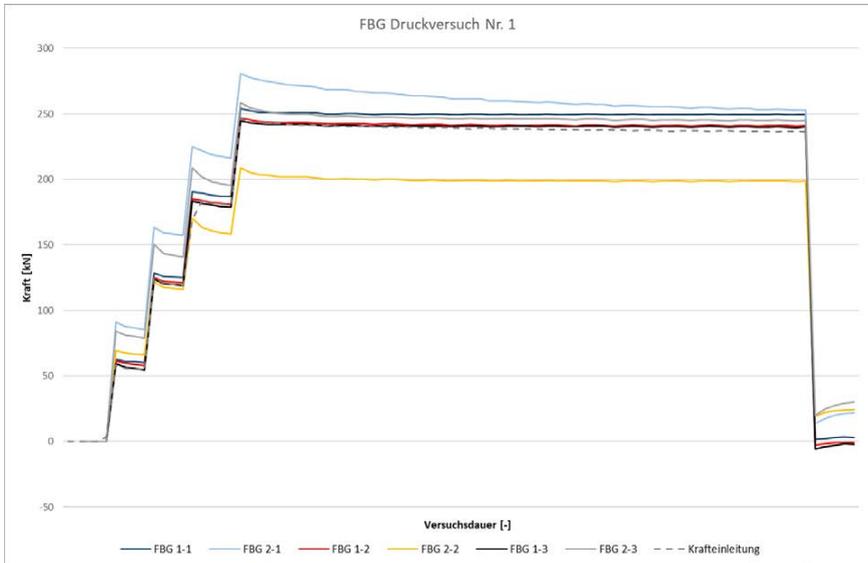


Abbildung 23: Ergebnis der FBG-Messung Druckversuch Nr. 1

Die gemittelten Kraftverläufe der DMS (Abbildung 21) und der Schwingsaiten (Abbildung 22) zeigen eine hohe Genauigkeit gegenüber der eingeleiteten Prüfkraft. Die Kraftverläufe der FBG (Abbildung 23) zeigen relative konstante Ergebnisse. Lediglich die Sensoren FBG 2-1 und FBG 2-2 weichen um bis zu 50 kN von der Prüflast ab. Der Sensor FBG 2-2 zeigt zudem eine verstärkte zeitabhängige Abnahme der Belastung.

Wie bereits in dem Kapitel 4.2 beschrieben, kommt es auch zum Ende des Druckversuchs Nr.1 zu einem auseinanderlaufen der einzelnen Sensoren. Hier muss ebenfalls von einem aufgebracht Biegemoment durch das Einspannen der Haltebacken gegangen werden. Zudem ist bei den Druckversuchen von einer geringen Exzentrizität der Krafteinleitung sowie einem geringen ausknicken des Druck-GEWI zu rechnen.

4.4 Druckversuch Nr. 2 verpresst

In der Abbildung 24 ist der verpresste Druck-GEWI in der Versuchseinrichtung dargestellt.

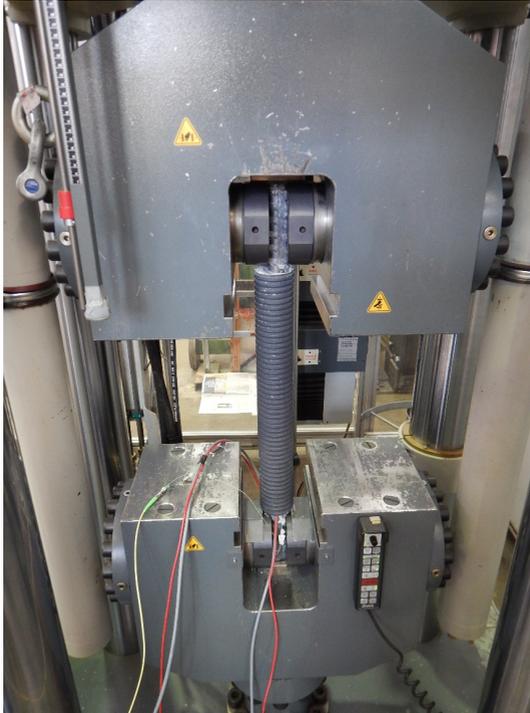
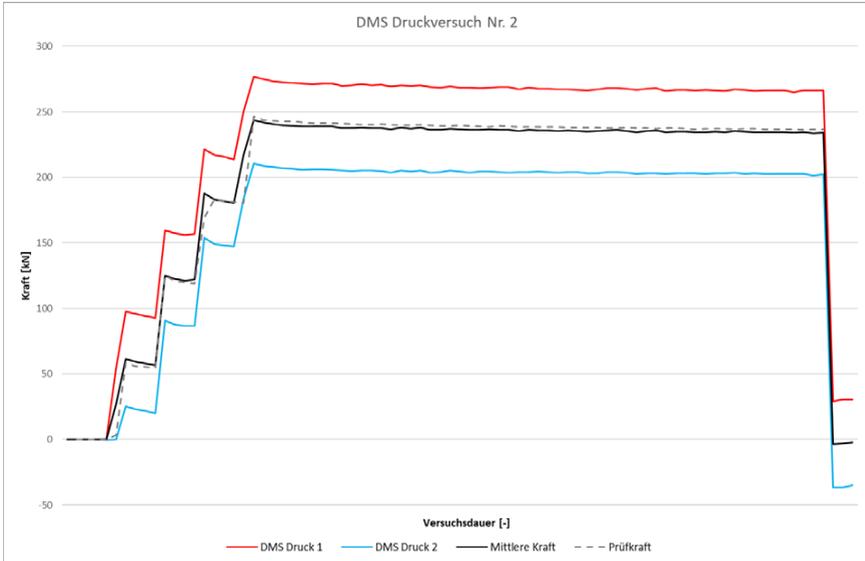


Abbildung 24: Vorbereiteter Druckversuch – verpresst

Analog zum Kapitel 4 sind in den Abbildung 25, Abbildung 26 und Abbildung 27 die umgerechneten Kraftverläufe über die Versuchsdauer abgebildet.



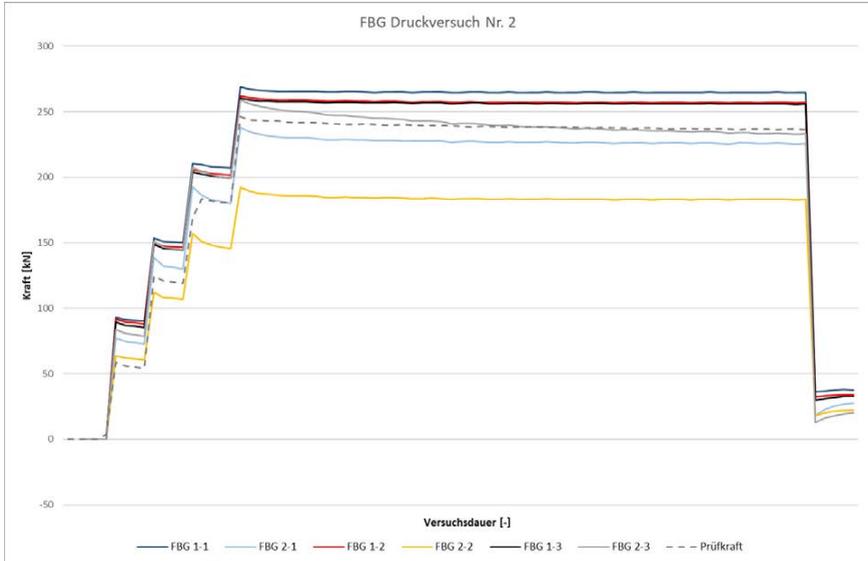


Abbildung 27: Ergebnis der FBG-Messung Druckversuch Nr. 2

Die Kraftverläufe der einzelnen DMS sowie der Schwingsaiten zeigen, wie beim unverpressten GEWI, leichte Abweichungen von der Prüfkraft. In beiden Fällen erreichen die Mittelwerte der Sensorpaare eine hohe Genauigkeit. Die Kraftverläufe in der Abbildung 27 lassen eine zunehmende Streuung der FBG-Ergebnisse erkennen.

Analog zu den Ergebnissen des Kapitels 4.3, kommt es auch zum Ende des Druckversuchs Nr.2 zu einem auseinanderlaufen der einzelnen Sensoren.

5 Fazit und Ausblick

Der Schutz von Messtechnik und die Langlebigkeit der Sensorik findet in einem so groben Gewerbe wie der Geotechnik eine besondere Bedeutung. So kommt es beim Einsatz von Großgeräten wie Baggern, Bohrgeräte, etc. schnell zu Beschädigungen der Kabelleitung oder der Sensorik selbst. Um das Risiko einer Beschädigung oder eines Totalausfalls zu reduzieren können zum einen bauverfahrenstechnische und Vorsorgemaßnahmen getroffen werden, zum anderen kann bereits bei der Auswahl der Sensorik auf Langlebigkeit und Robustheit geachtet werden.

Im Rahmen von Belastungsversuchen hat das IGB-TUBS die Genauigkeit verschiedener Sensorik und deren Umsetzbarkeit bzw. Widerstandsfähigkeit gegenüber negativen Witterungseinflüssen untersucht. Eingesetzt wurden elektrische DMS, Schwingsaiten und faseroptische DMS. Die Genauigkeit der einzelnen Aufnehmer zeigte zum Teil Abweichungen.

Im Aufwand der Applikation und Anwendbarkeit konnten Unterschiede festgestellt werden. So musste für alle Sensorik eine ebene, saubere Fläche geschaffen werden. Das verwendete Punkschweißverfahren zur Applikation der DMS sowie Schwingsaiten zeichnet sich durch die Robustheit sowie den einfachen Umgang aus. Für die Applikation der FBG wurde ein UV-Klebstoff verwendet. Dieser Klebstoff ermöglicht eine lange Verarbeitungsdauer und durch den Einsatz einer UV-Lampe eine schnelle Aushärtung.

Es ist festzuhalten, dass alle im Rahmen dieser Untersuchung erprobten Sensoren Vor- aber auch Nachteile aufweisen. Die Technologie der faseroptischen Messsysteme bietet, im Hinblick auf die Messfrequenz sowie der Platzersparnis durch den Einsatz eines einzelnen Kabels, einen großen Vorteil zu herkömmlichen DMS und Schwingsaiten. Ein großer Nachteil von FBG ist das relativ empfindliche Glasfaserkabel. So kam es im Rahmen des Verpressvorgangs zu einem Abknicken eines Steckers der FBG. In Folge des Abknickens ist die Glasfaser im inneren der Kunststoffhülle gebrochen und die Seite des defekten Steckers konnte nicht mehr verwendet werden.

Ein weiterer Nachteil der FBG ist die Applizierung der Messstellen. So gestaltet sich die fachgerechte Anbringung der FBG im Vergleich zum Punkschweißverfahren der DMS und VW, als aufwendiger und zeitintensiver. Eine fachgerechte Applizierung der FBG Messstellen ist stets in einer klimatisierten und staubfreien Umgebung durchzuführen.

Die Applizierung der DMS und Schwingsaiten mittels Punktschweißen bietet eine langlebige und einfache Methode einen kraftschlüssigen Verbund zwischen Sensorik und Materialoberfläche herzustellen. Unter Einbeziehung der wasserdichten Verarbeitung lassen Schwingsaiten den höchsten Widerstand gegen äußere Einfluss und eine hohe Langlebigkeit erwarten. Besonders unterhalb des Grundwasserspiegels ist zum Erreichen eines ähnlich hohen Widerstands von DMS ein erhöhter Aufwand zur Kapselung der Sensoren nötig.

Ein grober Vergleich der ungefähren Kosten für die einzelnen Sensoren sowie der Datenerfassung pro Kanal ist in der folgenden Tabelle abgebildet:

Tabelle 3: Kostenvergleich der getesteten Messtechnik

Typ	Bezeichnung		Preis pro Sensor / Kanal
FGB	Logger	FBGS – Scan 804 mit 4 Kanälen	≈ 5.000 €
	Sensor	FBG mit 2 Messstellen	≈ 300 €
	Redundante Messung (2 Messstellen pro Pfahl)		$\Sigma \approx 5.300 \text{ €}$
Schwingsaite (VW)	Logger	Geokon Model LC-2 mit 16 Kanälen	≈ 150 €
	Sensor	Schwingsaite (VW) Geokon Model 4100	≈ 200 €
	Redundante Messung (2 Messstellen pro Pfahl)		$\Sigma \approx 700 \text{ €}$
DMS	Logger	dataTaker DT85 S3 mit 16 Kanälen	≈ 250 €
	Sensor	HBM DMS	≈ 50 €
	Redundante Messung (2 Messstellen pro Pfahl)		$\Sigma \approx 600 \text{ €}$

Anhang der Auflistung in Tabelle 3 ist zu sehen, dass die Kosten der Messtechnik pro Pfahl für DMS und Schwingsaiten die gleiche Größenordnung aufweisen. Zwar liegt der Preis eines Sensorpaares der FBG unter dem von zwei Schwingsaiten, jedoch ist die Datenerfassung zum jetzigen Zeitpunkt relativ teuer. Bedingt durch die hohen Gerätekosten der FBG, liegt der Preis pro Pfahl um ein Vielfaches über dem von Schwingsaiten und DMS.

Da es sich um sogenannte 'verlorene' Sensoren handelt, empfehlen wir in jedem Fall den Einsatz von mindestens zwei, sich gegenüberliegenden Sensoren zur Redundanz. Somit können unplausible Messwerte sofort identifiziert werden. Zudem ist es zusätzlich möglich, Abweichungen durch entstandene Biegemomente infolge exzentrischer Belastung oder Vorspannung bzw. Einspannungen der GEWI-Anker zu verrechnen.

Literatur

FBGS IINTERNATIONAL N. V.; Instruction Manual. Strain Gage Kit, Version 1.3., FBGS International N.V, 2017

GEOKON; Instruction Manual - Model 4200 Series. s.l.: Geokon, 2016

KEIL, S.; Dehnungsmessstreifen, Springer Vieweg Verlag, 2. Auflage, Wiesbaden, 2017

SCHIESSLE, E.; Sensortechnik und Messwertaufnahme, Vogel Verlag und Druck KG, Würzburg, 1992

Autoren

Nils Hinzmann, M.Sc.

n.hinzmann@tu-braunschweig.de

Akad. Direktor Dr.-Ing. Jörg Gattermann

j.gattermann@tu-braunschweig.de

Institut für Grundbau und Bodenmechanik

Technische Universität Braunschweig

Beethovenstraße 51b, 38106 Braunschweig

www.IGB-TUBS.de

Tel.: 0531 391-62000

Hochdynamische Versuche zur Bestimmung des Kompressionsverhaltens von Böden bei mittleren und hohen Verzerrungsraten

Dr.-Ing. Jörg Zimbelmann

BAUER Spezialtiefbau GmbH, Bundesrepublik Deutschland

1 Einleitung

Bei hochdynamischen Vorgängen wie planetarem Impakt oder Explosionsbelastung erfahren Böden extrem hohe Verzerrungsraten, Spannungen und Drücke. Die für numerische Simulationen verwendeten Materialmodelle müssen das Materialverhalten über den gesamten Bereich der möglichen Spannungs- und Verzerrungszustände hinreichend genau beschreiben. Somit müssen die experimentellen Spannungs- und Verzerrungszustände für die Ableitung der Materialparameter zu jedem Zeitpunkt des Versuchs genau definiert sein und den realen Bedingungen entsprechen [HIERMAIER, 2008].

Extreme Spannungen und Drücke sind versuchstechnisch nur in Kombination mit entsprechend hohen Verzerrungsraten realisierbar (Abbildung 1). Bei Verwendung der linearen Ingenieurverzerrungen kann die Verzerrungsrate mittels Gleichung (1) dargestellt werden, wobei l die Probenlänge zum betrachteten Zeitpunkt t , l_0 die Ausgangsprobenlänge und v_1 die Deformationsgeschwindigkeit beschreiben.

$$\dot{\varepsilon} = \frac{\partial \varepsilon}{\partial t} = \frac{1}{l_0} \cdot \frac{\partial l}{\partial t} = \frac{v_1}{l_0} \quad (1)$$

Hochdynamische Fragestellungen werden mittels sogenannter Hydrocodes simuliert. Dies sind explizite Gleichungslöser, welche zur Berechnung instationärer, dynamischer Problemstellungen die Erhaltungsgleichungen für Masse, Impuls und Energie unter Berücksichtigung der Anfangs- und Randbedingungen lösen [GRUJICIC ET AL.]. Eine Vielzahl von Materialien zeigt unter extremem Druck ein hydrodynamisches Verhalten (siehe auch Abschnitt 3.1.1). Entsprechend ist es bei Hydrocodes allgemeine Praxis, das Kompressionsverhalten und das Festigkeitsverhalten mit unterschiedlichen konstitutiven Gleichungen zu beschreiben. Das Kompressionsverhalten wird durch eine

Zustandsgleichung $p(\rho, \epsilon)$ abgebildet. Die deviatorischen Spannungen S_{ij} und die deviatorischen Verzerrungen ϵ'_{ij} werden über ein Festigkeitsmodell verknüpft.

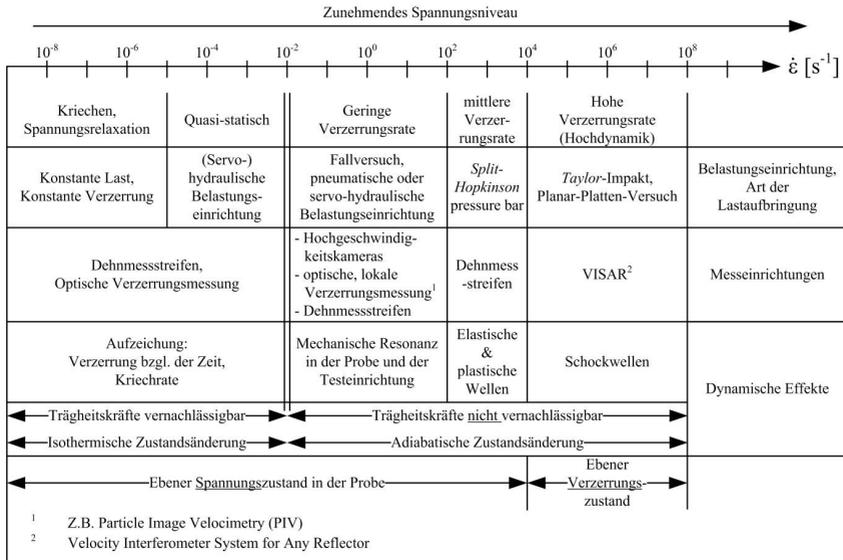


Abbildung 1: Abgrenzung unterschiedlicher Testmethoden hinsichtlich der Verzerrungsrate und der relevanten dynamischen Effekte [NEMAT-NASSER, 2000]

Im Folgenden werden der Split-Hopkinson pressure bar zur Bestimmung des Kompressionsverhaltens bei mittleren Verzerrungsraten sowie der Planar-Platten-Versuch zur Ermittlung des Kompressionsverhaltens bei höchsten Verzerrungsraten näher erläutert.

2 Split-Hopkinson pressure bar

2.1 Grundlagen der Elastizitätstheorie

Gleichung (2) stellt die Bewegungsgleichung im homogenen, isotropen, linear elastischen Raum dar. Eine Lösung beschreibt die Longitudinalwelle der volumetrischen Störung ϵ_V , die sich mit der Wellengeschwindigkeit $c_{el,P}$ (3) ausbreitet.

$$(\lambda + \mu) \cdot \epsilon_{V,i} + \mu \cdot \nabla^2 u_i = \rho \cdot \ddot{u}_i \quad (2)$$

$$c_{el,P} = \sqrt{\frac{\lambda + 2\mu}{\rho}} = \sqrt{\frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}} \cdot \frac{E}{\rho} = \sqrt{\frac{K + 4/3 G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E_s}{\rho}} \quad (3)$$

Unter der Annahme eines einaxialen Spannungszustands mit $\varepsilon_y = \varepsilon_z = -\nu \cdot \varepsilon_x$ und $\varepsilon_{ij} = 0$ für $i \neq j$ kann die Longitudinalwellengleichung (4) für einen Stab mit konstantem Querschnitt und die zugehörige Longitudinalwellengeschwindigkeit $c_{el,L}$ (5) hergeleitet werden.

$$c_{el,L}^2 \cdot \frac{\partial^2 u_x}{\partial x^2} = \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \quad (4)$$

$$c_{el,L} = \sqrt{\frac{E}{\rho}} = \sqrt{\frac{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)}{1 - \nu}} \cdot c_{el,P} \quad (5)$$

Mittels Impulsbilanz und der akustischen Impedanz Z (6) kann für einzelne Wellen der lineare Zusammenhang (7) zwischen der Spannung σ und der Partikelgeschwindigkeit v hergeleitet werden.

$$Z = \rho \cdot c_{el} \quad (6)$$

$$\sigma = Z \cdot v \quad \varepsilon = \frac{v}{c_{el}} \quad (7)$$

Trifft ein ebenes Wellenpaket senkrecht auf die Grenzfläche zweier zugfest verbundenen Materialien A und B, hängen die Spannungsamplitudenverhältnisse der einzelnen Wellen ausschließlich von den Impedanzen Z_A und Z_B der beiden verschiedenen Materialien ab. Mit den Indizes I für die einfallende Welle, R für die reflektierte und T für die transmittierte Welle gilt:

$$\frac{\sigma_T}{\sigma_I} = \frac{2 \cdot Z^B}{Z^B + Z^A} = \frac{2 \cdot \rho^B \cdot c_{el}^B}{\rho^B \cdot c_{el}^B + \rho^A \cdot c_{el}^A} \quad (8)$$

$$\frac{\sigma_R}{\sigma_I} = \frac{Z^B - Z^A}{Z^B + Z^A} = \frac{\rho^B \cdot c_{el}^B - \rho^A \cdot c_{el}^A}{\rho^B \cdot c_{el}^B + \rho^A \cdot c_{el}^A} \quad (9)$$

Aus Gleichung (8) ist ersichtlich, dass die Spannungen der transmittierten Welle stets von gleichem Vorzeichen wie jene der einfallenden Welle sind. Gilt $Z_B = Z_A$, so findet keine Reflexion statt und die einfallende Welle läuft ungestört über die Materialgrenze. Für $Z_B < Z_A$ (inklusive des Grenzfalls der Reflexion an einem „losen/freien Ende“ mit $Z_B \rightarrow 0$) erleidet das Ausgangsmaterial A eine Belastungsumkehr. Im Fall $Z_B > Z_A$ (einschließlich der Reflexion am „starken Ende“ mit $Z_B \rightarrow \infty$) sind die Spannungen der reflektierten und

der einfallenden Welle von gleichem Vorzeichen. Die Intensität der transmittierten Welle ist dann größer als jene der einfallenden Welle, und die einfallende Welle wird beim Übergang von einem „weichen“ zu einem „harten“ Material verstärkt.

2.2 Versuchsaufbau in der klassischen Konfiguration

Der Split-Hopkinson pressure bar besteht aus einem Eingangsstab und einem Ausgangsstab zwischen denen eine zylindrische Probe angeordnet ist (Abbildung 2).

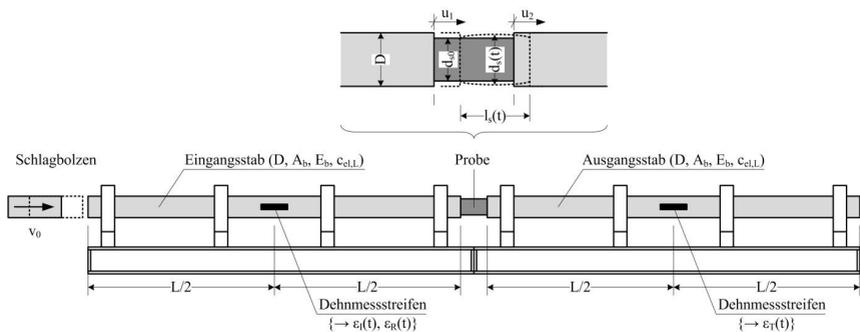


Abbildung 2: Klassischer Split-Hopkinson pressure bar – Prinzipdarstellung

Auf das freie Ende des Eingangsstabes wird ein Schlagbolzen geschossen. Dies löst im Schlagbolzen und im Eingangsstab jeweils eine elastische Kompressionswelle $\epsilon_l(t)$ aus (Abbildung 3). Unter der grundsätzlichen Voraussetzung, dass die Impedanz des Stabmaterials größer ist als jene des Probenmaterials, wird die Wellenenergie an der Grenzschicht „Eingangsstab/Probe“ wie folgt aufgeteilt:

- in den Eingangsstab wird eine Zugwelle $\epsilon_R(t)$ reflektiert
- durch die Probe läuft eine Kompressionswelle, die an der Grenzschicht „Probe/Ausgangsstab“ eine transmittierte Kompressionswelle $\epsilon_T(t)$ im Ausgangsstab und eine in die Probe zurück reflektierte Kompressionswelle erzeugt.

Aufgrund der höheren Impedanz des Ausgangsstabes nimmt die Axialspannung der in die Probe zurückreflektierten Welle zu. Dieser Vorgang der Reflexion an den Grenzschichten der Probe bei schrittweiser Erhöhung der Axialspannung innerhalb der Probe wiederholt sich mehrfach („Ring-Up“), bis die Axialspannung ausreichend hoch ist, um in der Probe plastische Deformationen hervorzurufen. Ab ca. fünf Mehrfachreflexionen kann von einem

ausgeglichenen Spannungszustand in der Probe ausgegangen werden [RAMESH 2008]. In der klassischen Konfiguration wird unterstellt, dass sich die Probe in einem einaxialen Spannungszustand befindet, was jedoch nur unter der idealisierten Annahme reibungsfreier Probenenden korrekt ist.

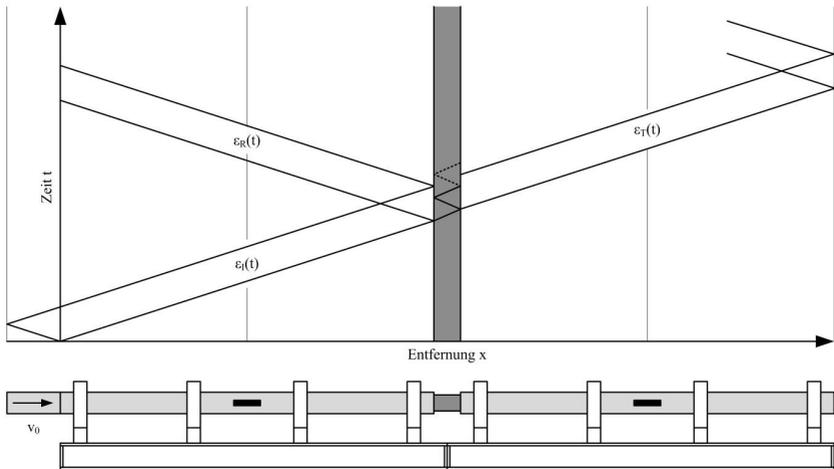


Abbildung 3: Vereinfachtes Lagrange-Diagramm der Wellenfortpflanzung in einem Split-Hopkinson pressure bar [RAMESH 2008]

Die Verzerrungs-Zeit-Verläufe $\varepsilon_I(t)$, $\varepsilon_R(t)$ und $\varepsilon_T(t)$ werden mittels Dehnmessstreifen, die genau auf halber Länge der Ein- und Ausgangsstäbe appliziert werden müssen, aufgezeichnet. Die Auswertung des Spannungs-Verzerrungs-Verhaltens basiert auf folgenden zwei fundamentalen Annahmen:

- Für den Ein- und Ausgangsstab gilt die elastische 1D-Wellentheorie.
- Die Probenverzerrungen sind gleichmäßig über die Probenlänge verteilt. Dies erfordert einen ausgeglichenen Spannungszustand in der Probe.

Unter der Annahme positiver Verzerrungen für Kompression, positiver Spannungen bei Druck sowie positiver Partikelgeschwindigkeiten v_1 und v_2 an den Probenenden und den geometrischen Bezeichnungen gemäß Abbildung 2 gilt:

$$v_1(t) = c_{e,L} \cdot [\varepsilon_I(t) - \varepsilon_R(t)] \quad (10)$$

$$v_2(t) = c_{eLL} \cdot \varepsilon_T(t) \quad (11)$$

Die wahre mittlere Verzerrungsrate in der Probe errechnet sich anhand des Momentanwertes der Probenlänge $l_s(t)$.

$$\dot{\varepsilon}_s(t) = \frac{v_1 - v_2}{l_s(t)} = \frac{c_{eLL}}{l_s(t)} \cdot [\varepsilon_I(t) - \varepsilon_R(t) - \varepsilon_T(t)] \quad (12)$$

Aus der Annahme eines ausgeglichenen Spannungszustands innerhalb der Probe mit den Kräften F_1 im Eingangsstab und F_2 im Ausgangsstab folgt:

$$F_1(t) = A_b \cdot E_b \cdot [\varepsilon_I(t) + \varepsilon_R(t)] = F_2(t) = A_b \cdot E_b \cdot \varepsilon_T(t) \quad (13)$$

$$\varepsilon_I(t) + \varepsilon_R(t) = \varepsilon_T(t) \quad (14)$$

Damit bestimmt allein die reflektiert Welle im Eingangsstab mit $\varepsilon_R(t)$ die Verzerrungsrate (15) und die Verzerrung der Probe, und die wahre Spannung (16) in der Probe bezüglich der momentanen Probenquerschnittsfläche $A_s(t)$ ist lediglich von der transmittierten Welle $\varepsilon_T(t)$ im Ausgangsstab abhängig.

$$\dot{\varepsilon}_s(t) = -2 \frac{c_{eLL}}{l_s(t)} \cdot \varepsilon_R(t) \quad (15)$$

$$\sigma_s(t) = \frac{A_b \cdot E_b}{A_s(t)} \cdot \varepsilon_T(t) \quad (16)$$

Für die wahren Spannungen und Verzerrungen müssen die Probendeformationen aufgezeichnet werden. Unter Verwendung der Anfangswerte l_{s0} und A_{s0} können dann die die Ingenieurverzerrungen die Nominalspannung berechnet werden.

Damit die erste fundamentale Voraussetzung – elastische 1D-Wellentheorie – erfüllt ist, müssen die Stabspannungen unterhalb der Streckgrenze σ_y des Stabmaterials liegen. Dazu darf die Impaktgeschwindigkeit einen kritischen Wert (3.13) nicht übersteigen. Nur dann ist elastisches Verhalten und damit eine konstante Longitudinalwellengeschwindigkeit gewährleistet.

Des Weiteren müssen Dispersionseffekte vernachlässigbar sein. Dies wird maßgeblich durch die geometrischen Verhältnisse L/D , D/d_{s0} und l_{s0}/d_{s0} bestimmt. Optimalerweise gilt $0,5 \leq l_{s0}/d_{s0} \leq 1,0$. Eine größtmögliche axiale Ausrichtung von Schlagbolzen, Stäben und Probe in Kombination mit einer spannungsfreien Lagerung reduziert unerwünschte Oszillationen in den Verzerrungs-Zeit-Verläufen.

$$v_{imp}^{crit} = \frac{2 \cdot \sigma_Y}{\rho_b \cdot c_{eL,L}} \quad (17)$$

Der zweiten fundamentalen Annahme – gleichmäßige Probenverzerrungen bzw. konstante Verzerrungsrate und ausgeglichener Spannungszustand – wirken radiale und longitudinale Trägheitseffekte sowie Reibung an den Grenzflächen „Probe/Stab“ entgegen, die ebenfalls durch die geometrischen Verhältnisse L/D , D/d_{s0} und l_{s0}/d_{s0} beeinflusst werden. Ob die Annahme nach Gleichung (13) zulässig ist, muss stets überprüft werden indem die Spannungen einmal nach der sogenannten „1-Wave“-Methode auf Grundlage der Gleichung (15) sowie einmal nach der „2-Wave“-Methode durch Einsetzen der Gleichung (14) in (15) ermittelt werden. Gültig sind nur jene Messwerte, für die beide Spannungsverläufe nahezu identisch sind [GRAY, 2000].

2.3 Der modifizierte SHPB für Versuche mit Lockergestein

Analog zum quasistatischen Kompressionsversuch werden Lockergesteine für SHPB-Versuche in mehr oder weniger starre Hülsen eingebaut. Die Steifigkeit der Hülse in Umfangsrichtung – das heißt die Wanddicke und der Elastizitätsmodul – bestimmt, ob der Boden in der modifizierten SHPB-Konfiguration eher einem einaxialen Verzerrungszustand nach Gleichung (18) oder einem einaxialen Spannungszustand unterzogen wird.

Die axiale Spannung $\sigma_x = \sigma_1$ und Verzerrung $\varepsilon_x = \varepsilon_1$ werden anhand der Gleichungen (15) und (16) aus den Verzerrungs-Zeit-Verläufen abgeleitet.

$$\sigma_1 = \frac{1 - \nu}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2\nu)} \cdot E \cdot \varepsilon_1 = E_s \cdot \varepsilon_1 \quad (18)$$

Durch zusätzliche Messung der Dehnungen in Umfangsrichtung $\varepsilon_\theta(t)$ auf der Außenseite der Hülse (Abbildung 4) können die radialen Spannungen $\sigma_r(t)$ innerhalb der Probe nach Gleichung (19) auf Grundlage der Theorie dickwandiger Schalen berechnet werden. Das Hülsenmaterial muss dafür über die gesamte Versuchsdauer elastisch bleiben. Dies ermöglicht die Berechnung des Seitendruckbeiwerts ξ (20), der mit der dynamischen Querdehnzahl $\nu(t)$ verknüpft ist, und des isotropen Drucks p nach Formel (21). Zur

Berechnung der Dichte nach Gleichung (22)¹ müssen die radialen Verzerrungen infolge Nachgiebigkeit der Hülse und damit die Hülsendehnungen in Umfangsrichtung $\varepsilon_\theta(t)$ berücksichtigt werden [BRAGOV ET AL., 2005]. Die Annahme eines einaxialen Verzerrungszustands ist – je nach Größe von ε_θ – nicht a priori gerechtfertigt. Versuche von [KABIR ET AL., 2010] und [LU ET AL., 2009] bestätigen dies (Abbildung 5).

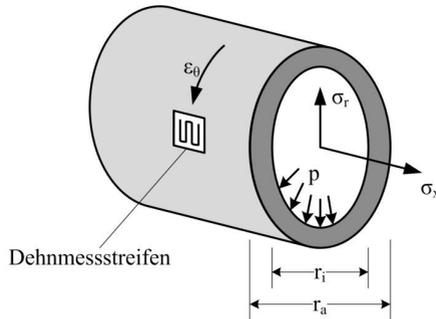


Abbildung 4: Modifizierte SHPB-Konfiguration – Spannungskomponenten und Parameter

$$\sigma_r(t) = \frac{r_a^2 - r_i^2}{2r_i^2} \cdot \sigma_\theta(t) = \frac{r_a^2 - r_i^2}{2r_i^2} \cdot E_{Hülse} \cdot \varepsilon_\theta(t) \quad (19)$$

$$\xi(t) = \frac{\Delta\sigma_r(t)}{\Delta\sigma_x(t)} = \frac{\nu(t)}{1 - \nu(t)} \quad (20)$$

$$p(t) = \frac{\sigma_x(t) + 2\sigma_r(t)}{3} = \frac{1 + 2\xi(t)}{3} \cdot \sigma_x(t) \quad (21)$$

$$\rho(t) = \frac{\rho_0}{1 - \theta(t)} = \frac{\rho_0}{[1 - \varepsilon_x(t)] \cdot [1 - \varepsilon_\theta(t)]^2} \quad (22)$$

¹ Der Parameter ρ_0 kennzeichnet die Dichte im unbelasteten Zustand.

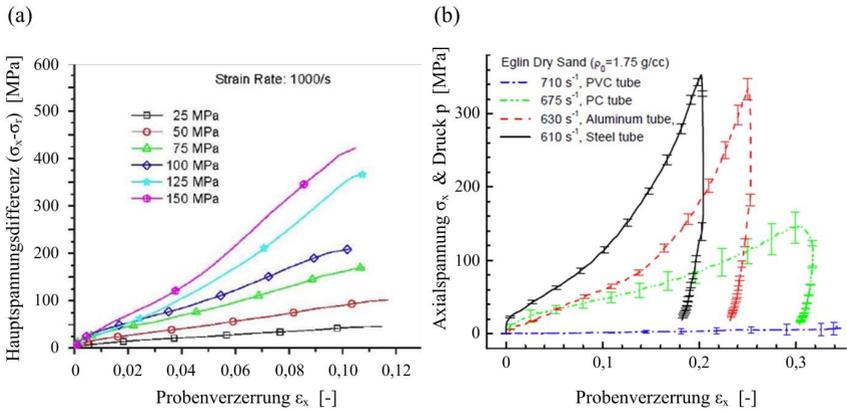


Abbildung 5: Einfluss der Steifigkeit des Hülsmaterials auf den Spannungszustand in der Probe [KABIR ET AL., 2010], [LU ET AL., 2009]

Modifizierte SHPB-Versuche an bindigen Böden und trockenen Sanden mit Axialspannungen $\sigma_x < 500$ MPa und Drücken $p < 300$ MPa ergaben, dass der Seitendruckbeiwert von der Zeit und von der Verzerrungsrate annähernd unabhängig ist ($\xi \approx \text{konst.}$) [BRAGOV ET AL., 2005, 2006, 2008]. Das Probenmaterial wird in diesem Versuch einem rotationssymmetrischen Hauptspannungszustand mit $\sigma_x > \sigma_r$ unterzogen, und die maximale Schubspannung $\tau_{\max} = (\sigma_x - \sigma_r)/2$ wirkt auf Ebenen, die um 45° gegenüber der Probenlängsachse geneigt sind. Indem analog zur Mohr-Coulombschen Bruchbedingung ein Zusammenhang gemäß Gleichung (23) zwischen der maximalen Schubspannung τ_{\max} und dem isotropen Druck p unterstellt wird kann der isotrope Druck nach Gleichung (24) berechnet werden. Zwischen $\varphi^\#$ und dem Seitendruckbeiwert $\xi \approx \text{konst.}$ besteht der Zusammenhang (25).

$$\tau_{\max} = p \cdot \tan\varphi^\# + c^\# \quad (23)$$

$$p = \sigma_x - \frac{4}{3} \cdot \tau_{\max} = \frac{3\sigma_x - 4c^\#}{3 + 4\tan\varphi^\#} \quad (24)$$

$$\tan\varphi^\# = \frac{\Delta\tau}{\Delta p} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1 - \xi}{1 + 2\xi} \quad (25)$$

Die Parameter $\varphi^\#$ und $c^\#$ wurden von [BRAGOV ET AL., 2005, 2006, 2008] als Reibungswinkel und Kohäsion bezeichnet. Der korrekte Zusammenhang zwischen $\varphi^\#$ bzw.

$c^\#$ und den Scherparametern φ bzw. c wird jedoch anhand der Formeln (26) und (27) beschrieben. Für Reibungswinkel $0^\circ \leq \varphi \leq 45^\circ$ gilt $\varphi \approx \varphi^\#$ und $0,93 \leq c^\#/c \leq 1,06$ (Abbildung 6). Unter Berücksichtigung der Messgenauigkeit bei hochdynamischen Versuchen ist die Aussage von [BRAGOV ET AL., 2005, 2006, 2008] somit annähernd korrekt.

$$\tan \varphi^\# = \frac{3 \sin \varphi}{3 - \sin \varphi} \quad (26)$$

$$c^\# = \frac{3 \cos \varphi}{3 - \sin \varphi} \cdot c \quad (27)$$

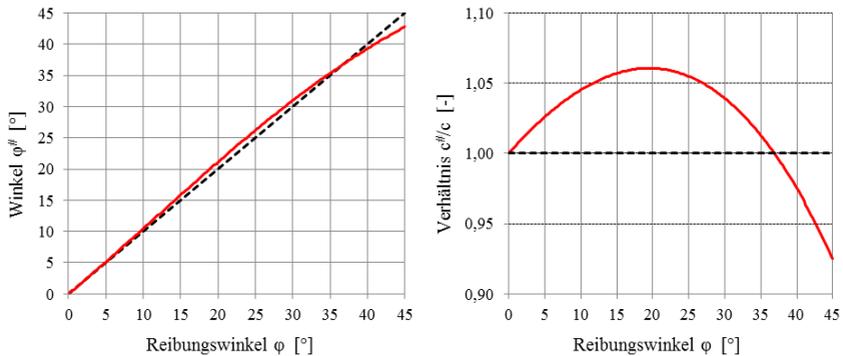


Abbildung 6: Zusammenhang zwischen den Scherparametern φ bzw. c und den BRAGOVschen Parametern $\varphi^\#$ bzw. $c^\#$

3 Der Planar-Platten-Versuch

3.1 Theoretische Grundlagen von Schockwellen

3.1.1 Plastische Wellen und Schockwellen

Wie in Abschnitt 2.1 erläutert, ist die Kompressionswellengeschwindigkeit vom Spannungs- und Verzerrungszustand abhängig. Dies gilt insbesondere auch oberhalb der Fließgrenze σ_Y . Bei einem einaxialen Spannungszustand nimmt die Steigung der Spannungs-Verzerrungskurve und damit die Wellengeschwindigkeit oberhalb der Fließgrenze σ_Y ab (Abbildung 7, links). Plastische Wellenpakete pflanzen sich mit einer plastischen Wellengeschwindigkeit $c_{pl,L} < c_{el,L}$ fort, und die Wellenfront wird in eine

elastische Vorläuferwelle und eine plastische Welle auseinandergezogen (Abbildung 7, rechts).

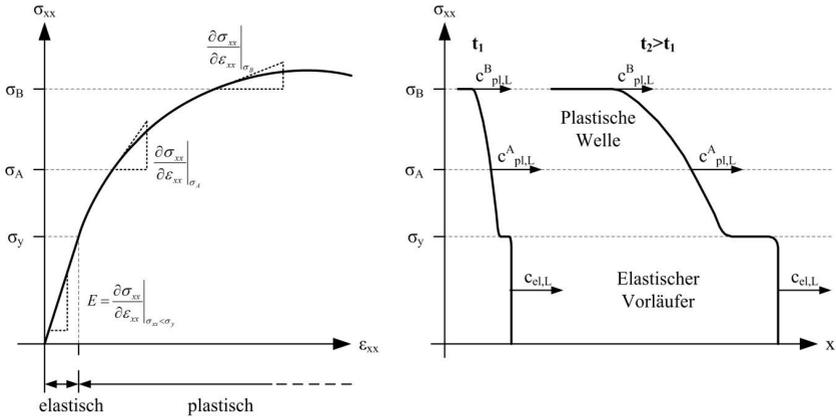


Abbildung 7: Einaxialer Spannungszustand und plastische Wellen – Spannungs-Verzerrungs-Kurve (links), zeitliche Entwicklung der Wellenfront (rechts)

Wird das gleiche Material einem einaxialen Verzerrungszustand unterworfen, ist der plastische Bereich der Kompressionskurve konvex. Entsprechend nimmt die Wellengeschwindigkeit mit zunehmender Druckspannung kontinuierlich zu. Plastische Wellenpakete, die bei hohen Drücken ausgelöst werden, sind somit schneller als Wellenpakete, die bei kleinen Drücken ausgelöst wurden. Dies führt schlussendlich zu einem Aufsteilen der Wellenfront und der Bildung einer Schock- oder Stoßwelle (Abbildung 8). Grundvoraussetzung dafür ist neben der Konvexität der Kompressionskurve eine ausreichend schnelle Lastaufbringung.

Unter der Annahme elastisch-ideal plastischen Materialverhaltens und einer Fließbedingung nach von Mises kann gezeigt werden, dass – wie in Abbildung 8, links unten dargestellt – die Kompressionskurve der maximalen Hauptspannung σ_1 im Vergleich zur hydrostatischen Kompressionskurve $p = f(\theta)$ um $2/3 \cdot \sigma_y$ nach oben verschoben ist [ZUKAS, 2004]. Bei sehr hohen Spannungen und Drücken sind die Kompressionskurven $\sigma_x(\epsilon_x)$ sowie $p(\theta)$ nahezu identisch. Der Einfluss des Schubmoduls G wird dann verschwindend gering, und der ursprüngliche Feststoff verhält sich wie ein Fluid.

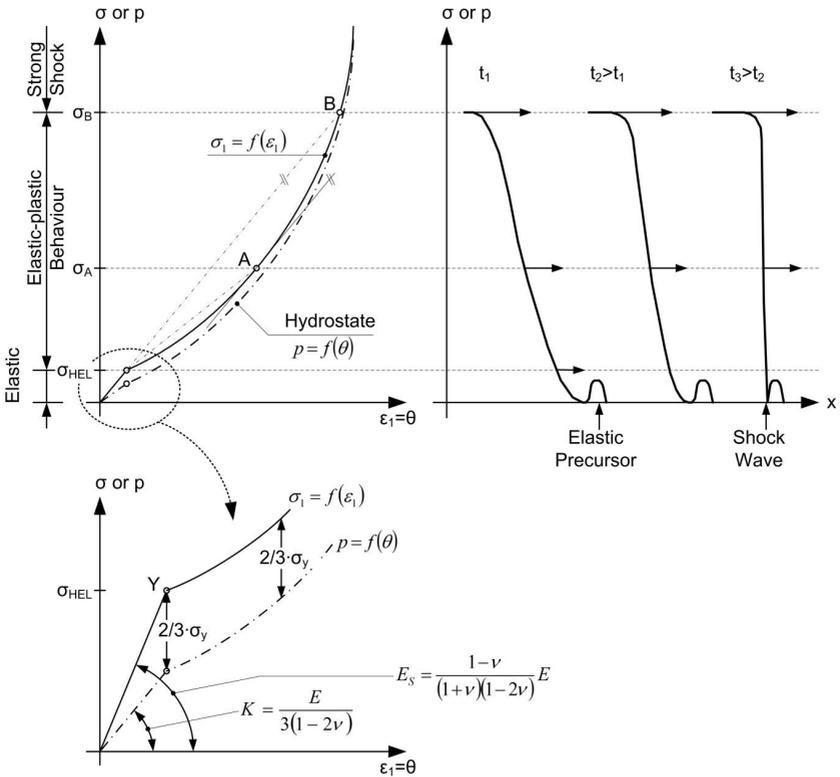


Abbildung 8: Einaxialer Verzerrungszustand und Schockwellen – Idealisierte Kompressionskurve (links), zeitliche Entwicklung der Wellenfront (rechts)

3.1.2 Erfordernis einer Zustandsgleichung zur Beschreibung des Materialverhaltens

Beim Durchgang der Schockfront ändern sich die Partikelgeschwindigkeit v sowie die Zustandsgrößen Druck p , Dichte ρ (bzw. spezifisches Volumen $V = 1/\rho$) sowie spezifische innere Energie e schlagartig, und das beanspruchte Material „springt“ vom ungeschockten Zustand in den Schockzustand. Dabei müssen die Bilanzgleichungen für Masse, Impuls und Energie erfüllt sein. Somit stellt die Schockbeanspruchung einen thermodynamischen Prozess dar, und für eine korrekte Beschreibung des Materialverhaltens muss die spezifische innere Energie e berücksichtigt werden. Dies erfolgt in der Regel mit einer

Zustandsgleichung (Equation of State = EOS) der Form $p(\rho, e)$, anhand derer der isentrope Druck p durch die Dichte ρ und die spezifische innere Energie e ausgedrückt werden.

Die mittels EOS definierte Zustandsfläche beschreibt alle Zustände thermodynamischen Gleichgewichts (Abbildung 9). Der schlagartige Zustandswechsel beim Durchgang der Schockfront wird durch die Rayleigh-Linie beschrieben. Dieser Ungleichgewichtspfad verläuft außerhalb der Zustandsfläche und verbindet den Ausgangszustand (p_0, V_0, e_0) und den Schockzustand (p_1, V_1, e_1) .

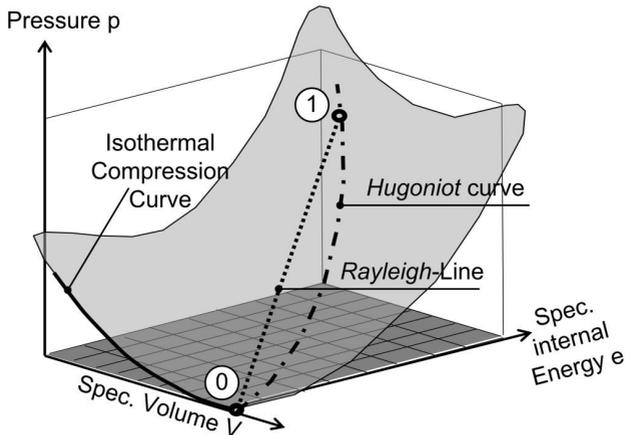


Abbildung 9: Zustandsfläche, Rayleigh-Linie und Hugoniot-Kurve

Die Hugoniot-Kurve beschreibt alle für den Ausgangszustand möglichen Schockzustände. Aufgrund der Vielzahl möglicher Ausgangszustände gibt es somit unzählige Hugoniot-Kurven. Die Hugoniot-Kurve für Erstbelastung eines im Ausgangszustand in Ruhe befindlichen Materials wird als Principal Hugoniot bezeichnet. Dies ist die gesuchte Kurve zur Beschreibung des Materialverhaltens bei Schockbeanspruchung. Die Hugoniot-Kurve kann experimentell bestimmt werden. Die Zustandsgleichung wird aus der Hugoniot-Kurve in Kombination mit zusätzlichen Annahmen – wie z.B. der Theorie nach Grüneisen – generiert.

3.1.3 Vereinfachte 1D-Schockbetrachtung und v_S - v_1 -Beziehung

Abbildung 10 zeigt eine ebene Schockwelle, die mit der Schockgeschwindigkeit v_S durch ein Fluid läuft. Die Ausdehnung des Materials senkrecht zur Ausbreitungsrichtung der Schockwelle ist sehr viel größer als in Ausbreitungsrichtung, was einem einaxialen Verzerrungszustand entspricht. Das Material hinter der Schockfront strömt in Ausbreitungsrichtung der Schockfront (Abbildung 11).

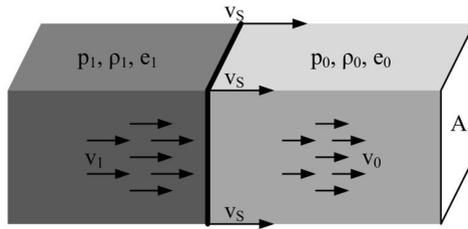


Abbildung 10: Vereinfachte 1D-Schockbetrachtung und Zustandsvariablen

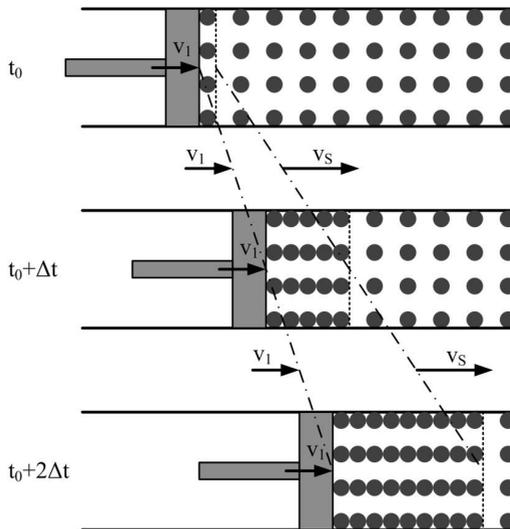


Abbildung 11: „Schneepflug“-Prinzip für ein Fluid mit Geschwindigkeit $v_0 = 0$ im Ausgangszustand

Die Rankine-Hugoniot-Gleichungen (28) bis (30) stellen die Erhaltungsgleichungen für ein im Ausgangszustand in Ruhe ($v_0 = 0$) befindliches Fluid dar, die beim Durchgang der Schockfront erfüllt sein müssen. Geschicktes Umformen und Ineinandereinssetzen führt auf Gleichung (31). Diese beschreibt die Hugoniot-Kurve und kann als eine Darstellung der Energieerhaltung aufgefasst werden, die nur noch von thermodynamischen Größen abhängt.

$$\rho_0 \cdot v_S = \rho_1 \cdot (v_S - v_1) \quad (28)$$

$$p_1 - p_0 = \rho_0 \cdot v_S \cdot v_1 \quad (29)$$

$$p_1 \cdot v_1 = \frac{1}{2} \cdot \rho_0 \cdot v_S \cdot v_1^2 + \rho_0 \cdot v_S \cdot (e_1 - e_0) \quad (30)$$

$$e_1 - e_0 = \frac{1}{2} \cdot (p_1 + p_0) \cdot \left(\frac{1}{\rho_0} - \frac{1}{\rho_1} \right) \quad (31)$$

Mit den Rankine-Hugoniot-Gleichungen stehen drei Gleichungen für fünf unbekannte Größen (p_1 , ρ_1 , e_1 , v_1 , v_S) zur Verfügung. Durch Einsetzen einer experimentell zu bestimmenden v_S - v_1 -Beziehung (32) in die Rankine-Hugoniot-Gleichungen können alle Parameter in Abhängigkeit einer Unbekannten angegeben werden, was die Darstellung der Hugoniot-Kurve in unterschiedlichen Ebenen ermöglicht.

$$v_S = c_0 + \sum_{i=1}^n S_i \cdot v_1^i \quad (32)$$

Für eine Vielzahl von Materialien ist die v_S - v_1 -Beziehung annähernd linear ($i = 1$). Der Parameter c_0 wird dann oft der elastischen Schallgeschwindigkeit. Für poröse Materialien wie Böden und Felsgestein sowie für Materialien, die unter Schockbeanspruchung eine Phasenänderung erfahren, ist die v_S - v_1 -Beziehung immer nichtlinear bzw. abschnittsweise linear mit entsprechenden Knicken [MEYERS, 1994]. [HIERMAIER, 2008].

3.2 Versuchsaufbau und –ablauf in der klassischen Konfiguration

Beim Planar-Platten-Versuch wird eine kreisrunde Scheibe aus einem Material mit bekannten Hugoniot-Daten – der Impaktor – auf einen Projektilträger montiert und gemeinsam mit diesem auf das ruhende Probenmaterial geschossen (Abbildung 12). In der Regel erfolgt dies mit einer Gaskanone (Abbildung 14). Alle Oberflächen und Grenzschichten müssen dabei absolut parallel zueinander und normal zum Geschwindigkeitsvektor des Impaktors ausgerichtet sein. Ansonsten werden

unerwünschte Scherwellen generiert. Die vorhandene Verkantung wird aus den unterschiedlichen Impaktzeiten, die mittels Kontaktstiften auf der Abdeckung registriert werden, berechnet. Die Impaktgeschwindigkeit v_{imp} kann mit im Lauf der Gaskanone angebrachten Kontaktstiften gemessen werden.

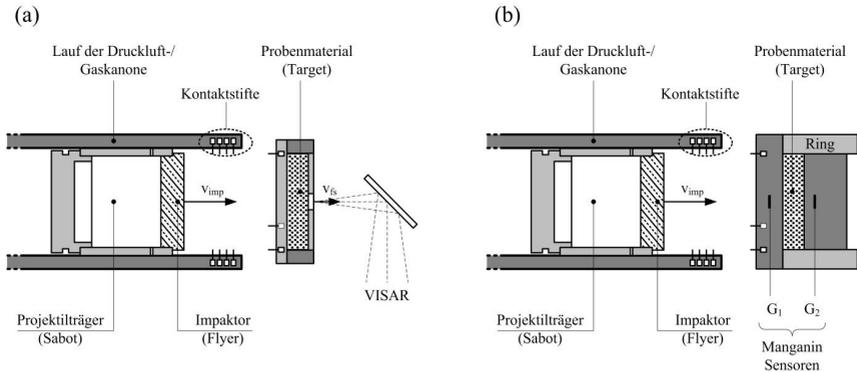


Abbildung 12: Schematische Darstellung des Planar-Platten-Versuchs – Messung der Schockwellengeschwindigkeit v_s mittels (a) VISAR, (b) Spannungssensoren

Ziel des Versuchs ist die Erzeugung von Schockwellen in der Probe durch eine genügend große Impaktgeschwindigkeit und die Ableitung der Hugoniot-Daten für das Probenmaterial mittels Impedanz-Match-Methode. Bei normalem Impakt werden sowohl im Impaktor als auch im Target folgende Wellen ausgelöst (Abbildung 13):

- eine ebene, parallel zur Impaktrichtung verlaufende Kompressionswelle
- eine sich vom äußeren, freien Rand der Kontaktfläche im Schnitt kreisförmig ausbreitende Entspannungswelle

Bis zum Eintreffen der Entspannungswelle wirken die Randbereiche der Probe infolge der Massenträgheit für den inneren Probenbereich wie ein starrer Ring, so dass im Probeninneren für eine kurze Zeitspanne ein einaxialer Verzerrungszustand vorliegt. Die für eine Auswertung erforderliche Schockwellengeschwindigkeit v_s kann entweder gemäß

Abbildung 12 (a) aus den unterschiedlichen Ankunftszeiten der Schockwelle an den Kontaktstiften und dem VISAR²-Signal an der Probenrückseite oder gemäß Abbildung 12 (b) aus der Laufzeitdifferenz zwischen zwei Spannungssensoren G1 und G2 berechnet werden.

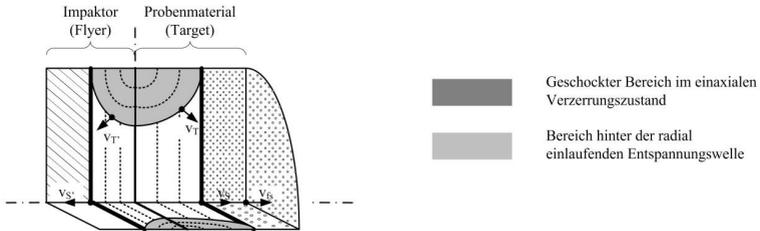


Abbildung 13: Ebene Schockkompressionswelle und von den Rändern einfallende Spannungswellen

² Die grundlegende Idee des VISARs (Velocity Interferometer for Any Reflector) beruht auf dem Doppler-Effekt: die Frequenz einer Welle (im vorliegenden Fall ist dies das Laserlicht) nimmt zu oder ab, wenn sich eine Quelle und ein Betrachter aufeinander zu oder voneinander fort bewegen. Aus dem Frequenzsprung kann die Geschwindigkeit der Quelle bestimmt werden. Die Verwendung eines VISARs erfordert ein reflektierendes Material auf der Probenrückseite.

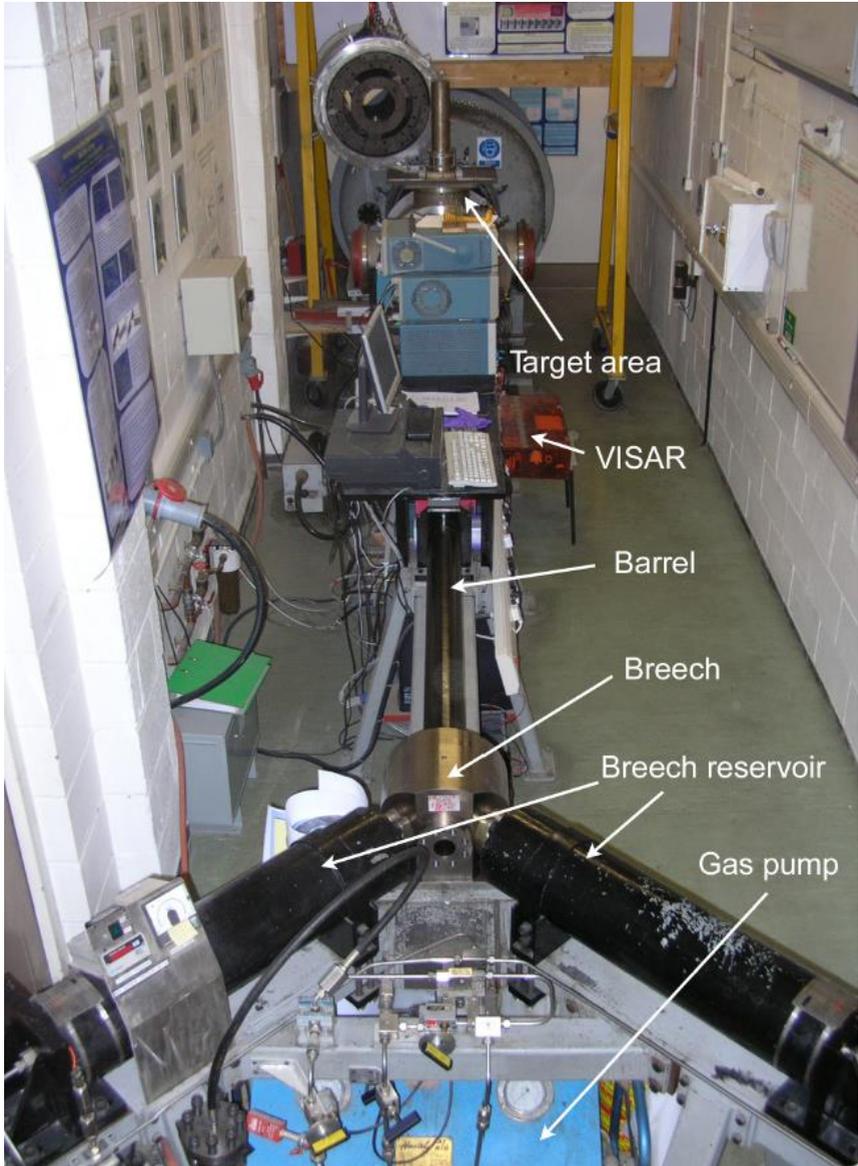


Abbildung 14: Versuchsaufbau – Blick entlang des Laufs der Gaskanone [BRAITHWAITE, 2009]

3.3 Versuchsauswertung mittels Impedanz-Match-Methode

Aufgrund des Seitendruckbeiwerts $\xi < 1,0$ gelten bei Lockergestein die Impulserhaltung (29) und die v_S - v_1 -Beziehungen nicht für den isotropen Druck p sondern gemäß Gleichung (33) für die Axialspannung σ_x .

$$\sigma_x = \rho_0 \cdot v_S \cdot v_1 \quad (33)$$

Wird für eine vorgegebene Impaktgeschwindigkeit v_{imp} und die zugehörige Schockwellengeschwindigkeit v_S die maximale Geschwindigkeit v_{fS} der freien Probenrückseite gemessen, so kann theoretisch aus einem Versuch ein Punkt einer v_S - v_1 -Beziehung ermittelt werden³. Dabei wird mit Gleichung (34) unterstellt, dass die Geschwindigkeit der freien Oberfläche doppelt so groß ist wie die Partikelgeschwindigkeit der einfallenden Welle. Dies ist jedoch nur eine Näherung.

$$v_{fS} \approx 2 \cdot v_1 \quad (34)$$

Die gesuchte Hugoniot-Kurve H_{Probe} des Probenmaterials wird üblicherweise in der σ_x - v_1 -Ebene mittels Impedanz-Match-Methode bestimmt. Dazu müssen die Hugoniot-Kurven des Impaktors H_I sowie der vorderen Probenabdeckung H_{VA} (Abbildung 15) bekannt sein. Der Punkt A bezeichnet den Zeitpunkt, in dem der Impaktor mit der Geschwindigkeit v_{imp} auf die vordere Probenabdeckung trifft. Dabei stellt sich aus Gleichgewichtsgründen in den geschockten Bereichen von Impaktor und vorderer Probenabdeckung die Axialspannung $\sigma_{x,1(A)}$ ein, und die Grenzfläche bzw. die geschockten Bereiche bewegen sich mit der Partikelgeschwindigkeit $v_{1(A)}$. Trifft die Schockwelle in Punkt B auf die Grenzfläche zwischen vorderer Probenabdeckung und Probe, wird in der Probe eine weitere Schockwelle ausgelöst, die mit der Schockgeschwindigkeit v_S durch die Probe läuft. Aufgrund der geringeren Impedanz des Probenmaterials erfährt die geschockte vordere Probenabdeckung eine Entspannung entlang der Entspannungsisentrope R_{VA} . Die Rayleigh-Gerade des Probenmaterials mit Steigung $\rho_0 \cdot v_S$ schneidet die Entspannungsisentrope R_{VA} im Punkt $(\sigma_{x,1(B)}|v_{1(B)})$. Dieser kennzeichnet den zur

³ In Realität wird ein Punkt der Hugoniot-Kurve aus dem Mittelwert von fünf bis acht Einzelversuchen gewonnen.

Partikelgeschwindigkeit $v_{1(B)}$ gehörigen Schockzustand und ist ein Punkt der gesuchten Hugoniot-Kurve H_{Probe} . Der Punkt C liegt auf der Zweitschock-Hugoniot-Kurve des Probenmaterials mit $(\sigma_{x,1(B)}|v_{1(B)})$ als Ausgangszustand, was für die gesuchte Hugoniot-Kurve jedoch irrelevant ist. Durch wiederholtes Ausführen des Versuchs mit anderen Impaktgeschwindigkeiten $v_{(2)\text{imp}}$, $v_{(3)\text{imp}}$, usw. erhält man weitere Punkte der gesuchten Hugoniot-Kurve H_{Probe} .

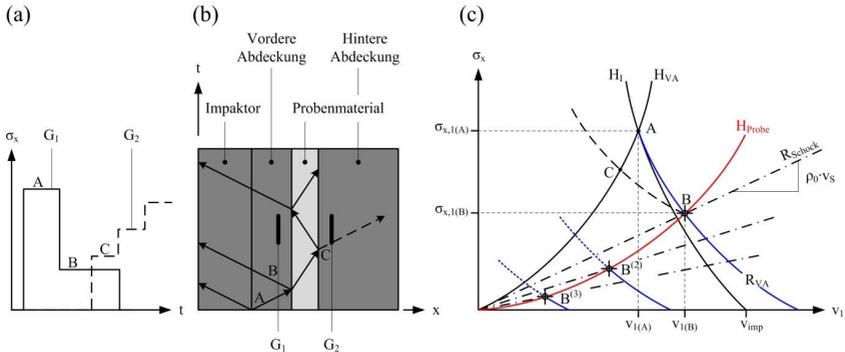


Abbildung 15: Impedanz-Match-Methode – (a) Idealisierte Messwertkurven, (b) Vereinfachtes Lagrange-Diagramm, (c) Ermittlung der gesuchten Hugoniot-Kurve in der σ_x - v_1 -Ebene

3.4 Ermittlung der Kompressionskurve $p(\rho)$ bei Böden

Die Scherfestigkeit ist bei Lockergestein eine Funktion des Drucks. Aus theoretischen Überlegungen wird unterstellt, dass ihr Einfluss erst mit zunehmendem Druck oberhalb des Punkts vollständiger Verdichtung, wenn der gesamte Porenraum zusammengedrückt ist, zurückgeht. Bei Schockversuchen mit Böden kann somit nicht ohne weiteres von einem hydrodynamischen Spannungszustand ausgegangen werden. Die v_S - v_1 -Beziehungen gelten in der Regel für die Axialspannung σ_x und nicht für den isotropen Druck p . Letzterer wird jedoch bei Hydrocodes oft als Eingabeparameter von Zustandsgleichungen benötigt.

Während bei Festgestein eine zweite Spannungskomponente verhältnismäßig einfach gemessen werden kann, stellt dies in Lockergestein ein großes Problem dar, da die Sensoren aufgrund der enormen lokalen Verzerrungsunterschiede innerhalb der Probe entweder nicht ihre ursprüngliche Lage beibehalten oder zerstört werden.

[BRAGOV ET AL., 2005, 2006, 2008] zeigten, dass die einaxialen Spannungs-Verzerrungs-Kurven $\sigma_x(\varepsilon_x)$ aus modifizierten SHPB-Versuchen und Planar-Platten-Versuchen nahtlos in einander übergehen. Sie folgerten, dass der annähernd konstante Seitendruckbeiwert ξ auch für die deutlich höheren Axialspannungen in Planar-Platten-Versuchen unterstellt werden kann. Damit wäre eine Möglichkeit zur Ermittlung der Kompressionskurve $p(\rho)$ geschaffen.

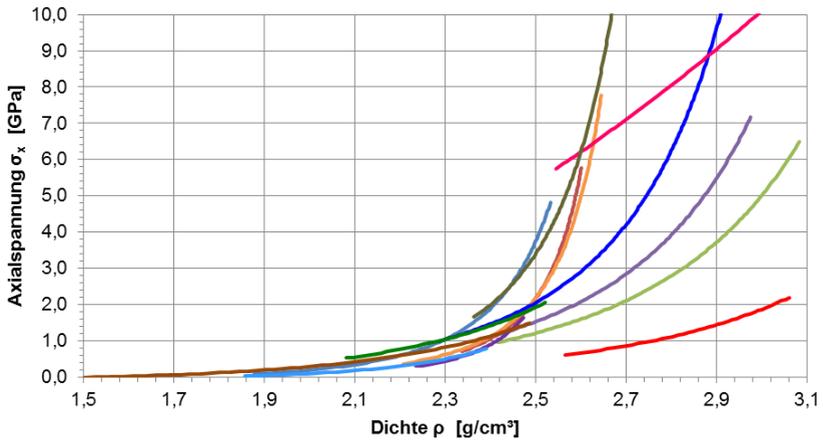
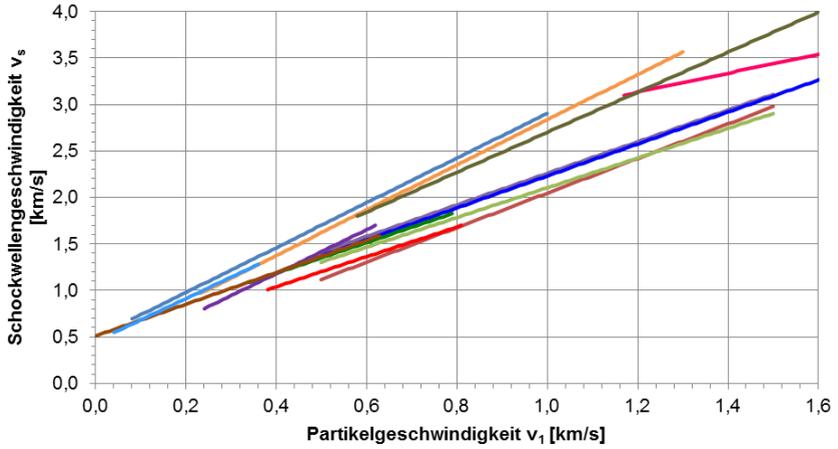
3.5 v_S - v_1 -Beziehungen und Schockkompressionskurven aus der Literatur

In Tabelle 1 sind die Parameter und Hugoniot-Daten für unterschiedliche trockene Sande aus der Literatur angegeben. Die zugehörigen v_S - v_1 -Beziehungen und Schockkompressionskurven sind in ABB dargestellt. Die Ergebnisse streuen sehr stark, was auf folgende Ursachen zurückgeführt wird:

- Die Auswertung beruht auf einer Serie von Annahmen, die für poröse und granulare Materialien nicht generell gerechtfertigt sind.
- Eine Vergleichbarkeit ist nicht gegeben, da insbesondere im Hinblick auf die Korngrößenverteilung und die Kornform unterschiedliche Materialien getestet wurden. Diese Größen beeinflussen jedoch Nebeneffekte der Schockkompression wie Kornumlagerung und Kornzertrümmerung, woraus wiederum unterschiedliche Kompressionskurven resultieren.
- Abweichungen zwischen den einzelnen Proben hinsichtlich ihrer Ausgangsdichte ρ_0 sowie lokale Inhomogenitäten innerhalb der Proben [VOGLER, 2007]. Beides sind herstellungsbedingte Gründe, die aus den kleinen Probenmengen und den geringen Probendicken zwischen 3 mm bis 6 mm resultieren.

Tabelle 1: Hugoniot-Daten für trockene Sande

Dichte	Korngrößen		Schockkoeffizienten		Literaturquelle
	ρ_0	d_{\min}	d_{\max}	c_0	
[g/cm ³]	[mm]	[mm]	[km/s]	[-]	
1,660	–	–	0,500	2,404	[Lagunov & Stepanov, 1971]
1,290	–	0,070	0,187	1,860	[Dianov et al., 1976]
1,490	0,070	0,140	0,504	1,600	[Dianov et al., 1976]
1,540	0,650	0,850	0,560	1,700	[Dianov et al., 1976]
1,680	–	0,500	0,406	2,430	[Gerdyukov et al., 1993]
1,450	–	–	0,511	1,720	[Tsembelis et al., 2002]
1,600	0,150	0,210	0,402	1,600	[Chapman et al., 2005]
1,430	0,230	0,230	0,530	1,640	[Chapman et al., 2006]
1,570	–	–	0,243	2,348	[Brown et al., 2007]
1,500	–	–	0,5109	1,710	[Bragov et al., 2005 & 2008]
1,720	–	–	0,455	2,300	[Bragov et al., 2006]
1,585	–	0,075	1,910	1,019	[van Thiel et al., 1977]
1,600	–	1,000	0,548	2,153	[van Thiel et al., 1977]



-
- | | |
|---|---|
| — $\rho_0=1,66 \text{ g/cm}^3$ [Lagunov & Stepanov, 1971] | — $\rho_0=1,29 \text{ g/cm}^3$ [Dianov et al., 1976] |
| — $\rho_0=1,49 \text{ g/cm}^3$ [Dianov et al., 1976] | — $\rho_0=1,54 \text{ g/cm}^3$ [Dianov et al., 1976] |
| — $\rho_0=1,68 \text{ g/cm}^3$ [Gerdyukov et al., 1993] | — $\rho_0=1,45 \text{ g/cm}^3$ [Tsembelis et al., 2002] |
| — $\rho_0=1,60 \text{ g/cm}^3$ [Chapman et al., 2005] | — $\rho_0=1,43 \text{ g/cm}^3$ [Chapman et al., 2006] |
| — $\rho_0=1,57 \text{ g/cm}^3$ [Brown et al., 2007] | — $\rho_0=1,50 \text{ g/cm}^3$ [Bragov et al., 2005 & 2008] |
| — $\rho_0=1,72 \text{ g/cm}^3$ [Bragov et al., 2006] | — $\rho_0=1,585 \text{ g/cm}^3$ [van Thiel et al., 1977] |
| — $\rho_0=1,60 \text{ g/cm}^3$ [van Thiel et al., 1977] | |

Abbildung 16: v_s - v_1 -Beziehung (oben), Schockkompressionskurven $\sigma_x(\rho)$ (unten) der Sande gemäß Tabelle 1

4 Zusammenfassung und Ausblick

Es wurden zwei Standardversuche zur Ermittlung des Kompressionsverhaltens bei mittleren und hohen Verzerrungsraten vorgestellt. Die Auswertung beruht sowohl beim Split Hopkinson pressure bar als auch beim Planar-Platten-Versuch auf einer Reihe von Annahmen. Wie beispielhaft für trockene Sande vorgeführt, ist die Streubreite der Ergebnisse sehr groß. Systematische Untersuchungen mit exakt definierten Parametern – insbesondere im Hinblick auf die Ausgangsdichte ρ_0 – gestalten sich schwierig.

In jüngster Zeit gewinnen deshalb Simulationen auf Meso-Ebene mittels der Diskrete Elemente Methode verstärkt an Bedeutung, um den Einfluss der unterschiedlichen Faktoren wie Verzerrungsrate, Korngrößenverteilung, Porenanteil und Wassergehalt auf das Kompressionsverhalten zu untersuchen. Allerdings müssen auch diese Simulationen an Versuchen kalibriert werden. [PARAB ET AL, 2014] führten dazu Miniatur-SHPB-Versuche durch, in denen sie den Bruchvorgang von Sand mit lediglich zwei Sandkörnern untersuchten. Inwieweit derartige Versuche auf Meso-Ebene zielführend sind, wenn schon die Identifizierung des makroskopischen Verhaltens (noch) nicht möglich ist, bleibt abzuwarten.

Literatur

Bragov, A.M.; Lomunov, A.K.; Sergeichev, I.V.; Proud, W. G.; Tsembelis K.; Braithwaite, C.; High Strain Rate Properties of Geological Materials (Ph.D. thesis), *Cambridge (UK), 2009*

Church, P.; A Method for Determining the Main Mechanical Properties of Soft Soils at High Strain Rates (10^3 - 10^5 s⁻¹) and Load Amplitudes up to Several Gigapascals, *Technical Physics Letters (31), Nr. 6, S. 530f, 2005*

Bragov, A.M.; Lomunov, A.K.; Sergeichev, I.V.; Filippov, A.R.; Dynamic Compressibility of Clay and Loam, *Journal de Physique IV France (134), S. 275-280, 2006*

Bragov, A.M.; Lomunov, A.K.; Sergeichev, I.V.; Tsembelis K.; Proud, W. G.; Determination of physicochemical properties of soft soils from medium to high strain rates, *International Journal of Impact Engineering (35), S. 967-976, 2008*

Gray, G.T.: Classic Split-Hopkinson Pressure Bar Testing, in *ASM Handbook Volume 8 – Mechanical Testing and Evaluation*, Hrsg. Kuhn H. und Medlin D., Materials Park, S. 462-476, 2000

Grujicic, M.; Pandurangan, B.; Cheeseman, B.A.: The effect of degree of saturation of sand on detonation phenomena associated with shallow-buried and ground-laid mines, *Shock and Vibration, Bd. 13*, S. 41-62, 2006

Hiermaier, S.: Structures under Crash and Impact, *New York: Springer*, 2008

Kabir, M.E.; Song, B.; Martin, B.E.; Chen, W.: Compressive Behavior of Fine Sand, *Sandia Report SAND2010-2289*, Albuquerque, 2010

Lu, H.; Luo, H.; Komaduri, R.: Dynamic Response of Sand under Confinements, in *Proceedings of the 2009 SEM annual conference*, 2009

Meyers, M.A.: Dynamic Behavior of Materials, *New York: John Wiley & Sons*, 1994

Nemat-Nasser, S.: Introduction to High Strain Rate Testing, in *ASM Handbook Volume 8 – Mechanical Testing and Evaluation*, Hrsg. Kuhn H. und Medlin D., Materials Park, S. 427-428, 2000

Parab, N. D.; Claus, B.; Hudspeth, M.C.; Black, J. T.; Mondal, A.; Sun, J.; Fezzaa, K.; Xiao, X.; Luo S.N.; Chen, W.: Experimental assessment of fracture of individual sand particles at different loading rates, *International Journal of Impact Engineering (68)*, S. 8-14, 2014

Ramesh, K.: High Strain Rate and Impact Experiments, in *Springer Handbook of Experimental Solid Mechanics*, Hrsg. Sharpe W.N., New York, 2008

Vogler, T.J.; Lee, M.Y.; Grady, D.E.: Static and dynamic compaction of ceramic powders, *International Journal of Solids and Structures (44)*, S. 636-658, 2007

Zukas, J.A.: Introduction to Hydrocodes, *Amsterdam: Elsevier*, 2004

Autor

Jörg Zimbelmann, Dr.-Ing.

joerg.zimbelmann@bauer.de

BAUER Spezialtiefbau GmbH

Abteilung Bautechnik

BAUER-Straße 1, 86529 Schrobenhausen

www.bauer.de

Tel.: 08252 97-3837

A small volume calibration chamber for cone penetration tests under simulated field conditions

F.T. Stähler¹, M. Goodarzi^{1,2}, S. Kreiter¹, D. Al-Sammarraie¹, M. Fleischer¹, T. Stanski¹,
B.Ossig², T. Mörz^{1,2}

¹MARUM - Center for Marine Environmental Sciences, University of Bremen, Germany

²Geo-Engineering.org GmbH, Bremen, Germany

1 Abstract

A small volume calibration chamber has been developed to better constrain the interpretation of cone penetration tests (CPT). Three different boundary conditions (BC) are technically feasible in the MARUM calibration chamber (MARCC), with either applying a constant lateral stress (BC1), a constant lateral strain (BC3) or a quasi-constant lateral stiffness (BC5) on the sample boundary. The quasi-constant stiffness of BC5 simulates an infinite surrounding soil to replicate field conditions. The boundary conditions are validated by CPTs in well-studied Ticino sand. Correction factors between BC1 and BC5 are proposed and a numerical model is established for the prediction of CPT-profiles. Good agreement between numerical and experimental CPT-results proved the reliability of BC5 in the MARCC and the applicability of correction factors for calibration chamber testing.

2 Introduction

In order to accommodate renewable energy demands, large offshore wind power plants are installed. The dimensioning of these offshore foundations depends on a good understanding of the subsoil and its geotechnical characteristics.

Cone penetration tests (CPT) are used as a standard method for determining geotechnical subsoil properties, particularly for offshore projects, by utilizing empirical correlations between the cone resistance and desired geotechnical parameters [DIN EN ISO 22476-1, 2013; SADREKARIMI, 2016]. Those correlations are often derived by laboratory calibration chamber tests, since laboratory CPTs provide repeatable and continuous profiles with a defined stress state and type of soil [HSU & HUANG, 1999; JAMIOLKOWSKI ET AL., 2001].

A small volume calibration chamber, called MARCC, has been developed at the MARUM – Center for Marine Environmental Sciences [FLEISCHER ET AL., 2016]. This chamber is capable of performing CPTs with either a constant lateral stress (BC1), a constant lateral strain (BC3) or a quasi-constant lateral stiffness (BC5) on the sample boundary [STÄHLER ET AL., ACCEPTED].

As a result of finite dimensions of the MARCC, boundary conditions BC1 and BC3 may impose size and boundary artefacts on the cone resistance [BALDI ET AL., 1982; JAMIOLKOWSKI ET AL., 2001; AHMADI & ROBERTSEN, 2008]. Those artefacts are expected in the MARCC, since the sample to cone diameter ratio of $R_d = 25$ is less than the recommended value of 30 or 100 in loose or very dense sand, respectively [AHMADI & ROBERTSEN, 2008].

The use of larger calibration chambers with a sufficient diameter ratio is economically more challenging regarding the preparation time and the amount of material needed [GOODARZI ET AL., IN PREP.]. Some studies therefore established correction factors between field CPT-measurements and laboratory CPTs under BC1 and BC3 [BALDI ET AL., 1982; JAMIOLKOWSKI, 2001]. Those correction factors rely on a specific stress state and type of soil and are not universally applicable.

Another and new approach for reducing boundary artefacts is the use of a quasi-constant stiffness boundary [HUANG & HSU, 2005]. This BC5 boundary simulates an infinite sample in a calibration chamber and is a promising tool for improving empirical CPT-correlations [HUANG & HSU, 2005]. The BC5 boundary has recently been applied by HUANG & HSU (2005), STÄHLER ET AL. (ACCEPTED) and GOODARZI ET AL. (IN PREP.) and has been numerically validated for Cuxhaven sand.

Since sand of a different composition has a different stiffness, there is a need to validate CPT-results under BC5 for different soil types. This study therefore utilizes several CPTs performed in Ticino sand and compares the results with numerical modelling. The aim is to prove (1) the reliability of CPTs under different boundary conditions; and (2) the accuracy of correction factors for BC1.

3 Laboratory Testing

3.1 Mechanical Soil properties

In this study, Ticino sand from Northern Italy is used. This uniform coarse to medium sand consists of angular to subrounded grains and is mainly composed of feldspar, quartz and mica [FIORAVANTE & GIRETTI, 2015; JAMIOLKOWSKI, 2001]. The mechanical properties of Ticino sand are well known and were determined following DIN 18137-3 (2002) or STÄHLER ET AL. (ACCEPTED) [Fig. 1].

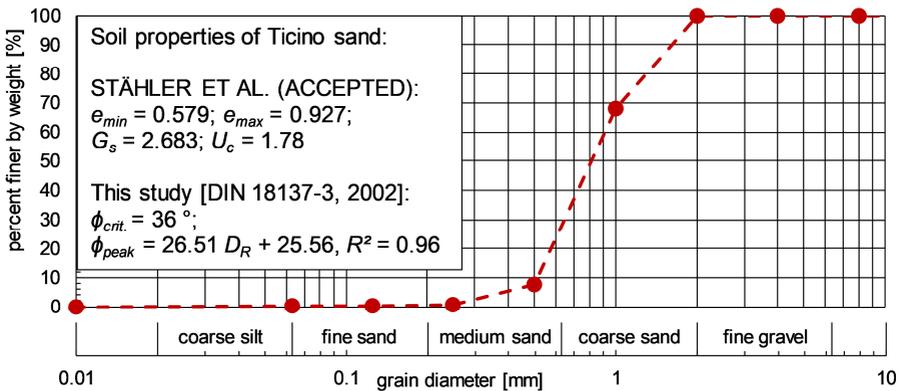


Figure 1: Grain size distribution and geotechnical properties of Ticino sand, where e_{min} = minimum void ratio; e_{max} = maximum void ratio; G_s = specific gravity; U_c = unconformity index, $\phi_{crit.}$ = critical friction angle; and ϕ_{peak} = peak friction angle.

3.2 MARUM calibration chamber

All laboratory CPTs were performed in the MARUM calibration chamber (MARCC). This chamber is similar to a large triaxial cell with a sample of 30 cm in diameter and of 54.5 cm in height. The sample in the MARCC is either laterally enclosed by a rigid metal cylinder for BC3 or by a flexible latex membrane for BC1 and BC5 [Fig. 2]. Three circumferential Linear Variable Displacement Transducers (LVDT) are placed at vertical distances of 15, 25 and 35 cm from the top of the sample to measure any changes in the lateral strain. The horizontal stress is applied by water pressure in the cell and the vertical stress is controlled by a flexible rubber cushion at the bottom of the sample [STÄHLER ET AL., ACCEPTED];

FLEISCHER ET AL., 2016.]. The upper sample boundary is fixed and all pressures and volumes, including the pore pressure, are controlled by syringe pumps.

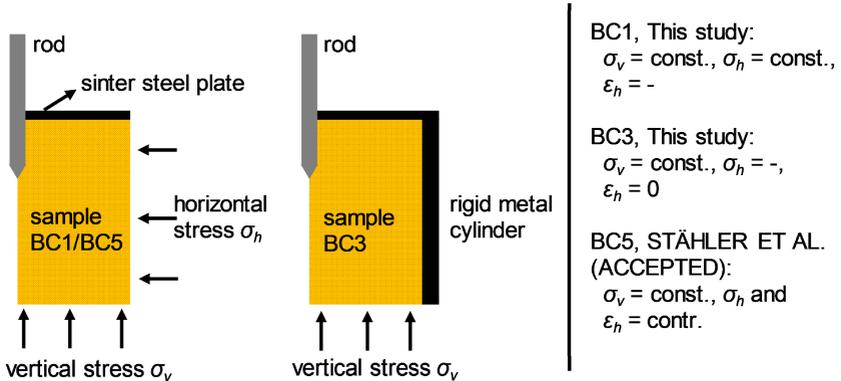


Figure 2: Set up for CPTs in the MARCC under different boundary conditions, where σ_v = vertical stress, σ_h = horizontal stress, ε_h = horizontal strain.

3.3 Sample preparation

Seven Ticino sand samples were prepared by air pluviation and had relative densities between 0.5 and 1. All medium dense to very dense samples were vacuum saturated by allowing de-aired and demineralized water to slowly percolate from the bottom to the top of the sample [ASTM D7181, 2011]. A Skempton B-coefficient of at least 0.95 was reached.

3.4 CPT under BC1 and BC3

All seven Ticino sand samples were prepared for cone penetration under BC1 and BC3, whereas CPT-data under BC5 were taken from STÄHLER ET AL. (ACCEPTED).

For BC1, a vertical stress of 300 kPa, a horizontal stress of 190 kPa and a pore-pressure of 100 kPa were applied. The same vertical stress and the same pore-pressure were used for BC3, although the lateral strain maintained zero. The consolidation lasted for 90 minutes according to DIN 18137-2 (2011) and all volume changes were recorded.

After consolidation, all CPTs under BC1 and BC3 were performed drained. A mini-cone with 12 mm in diameter was used and a constant penetration rate of 20 ± 0.3 mm/s was applied [DIN EN ISO 22476-1, 2013]. The steady-state cone resistance was determined for each calibration chamber CPT at a penetration depth of usually 150 to 300 mm [Fig. 3].

3.5 CPT under BC5

All CPTs under BC5 were performed in medium dense to very dense Ticino sand by STÄHLER ET AL. (ACCEPTED). The implementation of BC5 based on a cylindrical cavity expansion model by LADANYI (1972) and utilized a derivation of the equilibrium equation in cylindrical coordinates:

$$\sigma_r^{i+1} = -q_{i,i+1}(\ln(1 + \varepsilon_r^{i+1}) - \ln(1 + \varepsilon_r^i)) + \sigma_r^i \quad (1)$$

where $q_{i,i+1}$ = deviatoric stress at increment i to $i+1$; ε_r = radial strain; and σ_r = radial stress at the increment indicated by the superscript.

The deviatoric stress $q_{i,i+1}$ depends on the stress level, the soil properties and the distance from the center of cavity expansion and was determined by a lateral compression test on each sample before CPT. This compression test involved an increase in the horizontal stress by 10 kPa/min until a radial strain of 0.08 % was reached [HUANG & HSU, 2005; STÄHLER ET AL., ACCEPTED, GOODARZI ET AL., IN PREP.]. The gradient of the stress-strain curve was assumed to be equal for lateral compression and CPT-induced cavity expansion:

$$q_{i,i+1} = \left| \frac{\Delta\sigma_h}{\Delta \ln(1 + \varepsilon_r^{i,i+1})} \right| \quad (2)$$

where $\Delta\sigma_h$ = incremental change of horizontal stress during lateral compression.

The initial radial stress of $\sigma_r^i = 190$ kPa and the initial radial strain of $\varepsilon_r^i = 0$ % were set before cone penetration and the induced radial strain ε_r^{i+1} was derived by LVDT-measurements during cone penetration. This led for each sample, together with $q_{i,i+1}$, to an individual real-time control of the horizontal stress ($\sigma_h = \sigma_r^{i+1}$) as a function of the induced radial strain. This quasi-constant stiffness boundary simulated an infinite soil sample in the laterally finite MARCC [BALACHOWSKI, 2006; HUANG & HSU, 2005].

All CPTs under BC5 were finally performed drained, according to the procedure described for CPTs under BC1 and BC3 [STÄHLER ET AL., ACCEPTED].

3.6 CPT results

The steady-state cone resistance for BC1 and BC3 increases with an increase in the relative density [Fig. 3]. An exponential relation was established for BC1, similar to the procedure described by JAMIOLKOWSKI ET AL. (2001) for Ticino sand. Because of limited data quantity, a polynomial relation was more reasonable for CPT-results under BC3, following:

$$q_{c,BC1} = 3.35 \cdot 10^6 e^{2.02D_R}, R^2 = 0.99 \quad (3)$$

$$q_{c,BC3} = (106.64D_R^2 - 107.45D_R + 40.44) \cdot 10^6 \quad (4)$$

$$q_{c,BC5} = 2.86 \cdot 10^6 e^{2.61D_R}, R^2 = 0.99 \quad (5)$$

where $q_{c,BC}$ = steady-state cone resistance for the chosen boundary condition.

The CPT-results of BC3 are nearly identical to the results of BC5 and no correction factor is established for those boundary conditions [Fig. 3]. The cone resistance of BC1 is however lower than the one of BC5 and the difference in the cone resistance Δq_c increases with an increasing relative density [Fig. 3]. This leads to a density-dependent correction factor for BC1 with:

$$CF_{Ticino} = q_{c,BC5} / q_{c,BC1} = 0.85e^{0.59D_R} \text{ for } 0.5 \leq D_R \leq 1 \quad (6)$$

where CF_{Ticino} = correction factor for BC1 in Ticino sand.

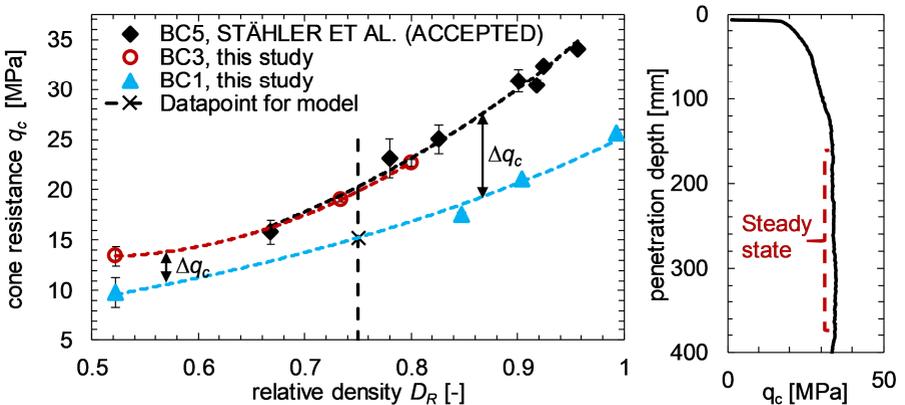


Figure 3: steady-state cone resistance q_c as a function of the relative density D_R for different boundary conditions in Ticino sand (left) and typical CPT-profile (right).

4 Numerical modelling

4.1 Overview

A numerical model of the MARCC was generated for BC1, BC3 and BC5 in Ticino sand using the commercial finite element software ABAQUS. The stress state, the dimensions of the MARCC and the soil mechanical properties of Ticino sand were numerically adapted to laboratory testing in order to provide comparable CPT-results.

4.2 Model set up

The dimensions of the MARCC allowed for an axisymmetric set up of the finite element model (FEM). The mesh size of the model was stepwise refined until a constant cone resistance was reached. The arbitrary Lagrangian-Eularian (ALE) finite-element-formulation was applied close to the penetration path. This ALE-formulation allowed for material-independent mesh-adjustment and was used to avoid mesh distortion around the cone during large deformation [Fig. 4]. The cone and the rod were represented by a rigid surface penetrating Ticino sand.

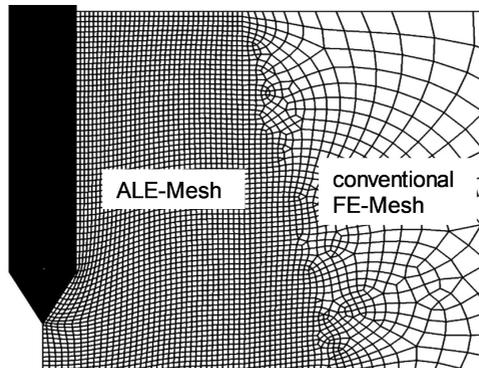


Figure 4: The state of ALE and conventional FE meshes around the cone during penetration.

The soil was assumed to be weightless, fully drained and elastic-plastic in the FE model. The Mohr-Coulomb yield criterion was utilized with axisymmetric linear soil elements (CAX4R). The soil parameters implemented to ABAQUS included the friction angle, the dilation angle, the Poisson's ratio and the Young's modulus.

4.3 Calibration of the Young's modulus

All mechanical soil parameters, except for the Young's modulus, were pre-defined by laboratory testing for a relative density of 0.75 [Fig. 5]. This density was chosen as it involved a low uncertainty in laboratory CPT-results [Fig. 3].

The Young's modulus of Ticino sand was determined by a calibration of the numerical model with laboratory CPT-results under BC1. A vertical effective stress of 200 kPa and a horizontal effective stress of 90 kPa were adapted for modelling. Similar cone resistances for laboratory testing and numerical CPT-results under BC1 were found for a Young's modulus of 30 MPa. This Young's modulus was held for further numerical modelling under BC3 and BC5.

4.4 Modelled and laboratory CPT-results

The sample dimensions in the numerical model were adapted to the MARCC for BC3 and were enlarged to a sample to cone diameter ratio of $R_d=125$ for BC5. This R_d is supposed to provide CPTs without boundary artefacts [AHMADI & ROBERTSEN, 2008].

The numerical results of CPTs under BC1, BC3 and BC5 are illustrated in Figure 5 and are in good accordance with the laboratory cone resistance. A correction factor for BC1 is numerically derived for a relative density of $D_R = 0.75$ and follows:

$$CF_{Ticino} = q_{c,BC5} / q_{c,BC1} = 1.32 \quad (7)$$

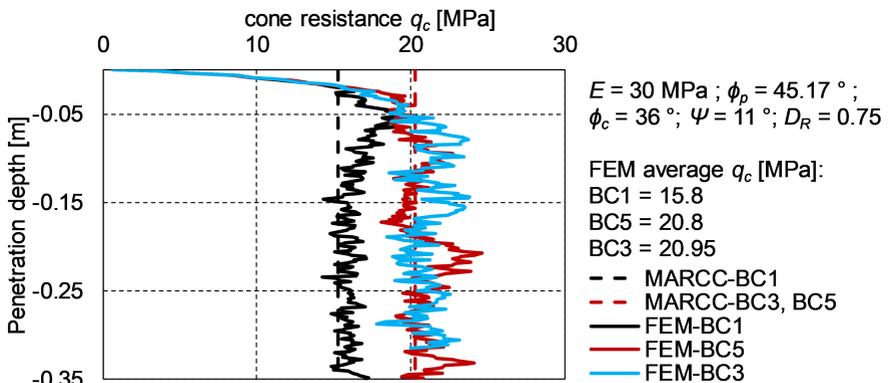


Figure 5: Modelled (FEM) and experimental CPT-results (MARCC) with the input parameter E = Young's modulus, ϕ_p = peak friction angle, ϕ_c = critical friction angle, ψ = dilation angle

5 Discussion

5.1 Reliability of CPTs under BC1, BC3 and BC5

The laboratory cone resistance of Ticino sand increases with an increase in the relative density, which is in accordance with studies by STÄHLER ET AL. (ACCEPTED), FIORAVANTE & GIRETTI (2015) and JAMIOLKOWSKI ET AL. (2001).

The laboratory cone resistance is additionally influenced by the boundary condition. The boundary effect in terms of Δq_c increases with an increase in the relative density [Fig. 3; AHMADI & ROBERTSEN, 2008; JAMIOLKOWSKI ET AL., 2001; KULHAWY & MAYNE, 1990]. An increase in relative density leads, according to the cavity expansion theory, to an increase in the zone of influence around the cone [BONITA ET AL., 2004]. This zone of influence may reach the sample boundary in a small volume calibration chamber and may cause an increasing difference in the cone resistance. In stiff sand samples the boundary effect is mainly observed between BC1 and BC5, whereas the CPT-results of BC3 and BC5 are similar [Fig. 3]. This is related to the rigid steel casing of BC3, which nearly simulates the stiff surrounding soil.

Similar cone resistances for BC3 and BC5 are however in contradiction with the result obtained for Cuxhaven sand, where $q_{c,BC3}$ was around 2.5 MPa higher than $q_{c,BC5}$ [GOODARZI ET AL., IN PREP.]. These observations further prove that the soil type influences the boundary effect in a calibration chamber.

The boundary effect on the cone resistance is reproduced by numerical modelling with minor deviations of $\leq 5\%$ for Ticino sand. The results of laboratory CPTs under BC1, BC3 and BC5 in the MARCC are thus reliable for the specific stress state, type of soil and the chamber dimensions.

5.2 Accuracy of correction factor for BC1

The correction factor derived by laboratory CPT under BC1 is in good accordance with the numerical factor of $CF = 1.32$. The proposed correction factors by JAMIOLKOWSKI ET AL. (2001) and KULHAWY & MAYNE (1990) are nevertheless higher and take, for the same relative density of $D_R = 0.75$ and the same sample to cone diameter ratio of $R_d = 25$, values of $CF = 1.49$ and $CF = 1.68$, respectively. Such differences in CF may be related to differences in the soil mechanical or mineralogical properties.

6 Conclusion

Small volume calibration chambers, such as the MARCC, are an economic tool for establishing empirical correlations between CPT-results and desired geotechnical parameters. Because of finite chamber dimensions, boundary artefacts may be imposed on the cone resistance under constant lateral stress (BC1) and strain (BC3) conditions. Another and new approach for replicating field conditions and for reducing boundary artefacts in a calibration chamber is BC5.

This study performs CPTs in the MARCC under BC1 and BC3. Ticino sand is used for all CPTs and further laboratory CPT-data are taken from literature for BC5. Laboratory results are compared with numerical modelling, which proves the reliability of BC5 in the MARCC and the applicability of correction factors for calibration chamber testing.

7 Acknowledgement

The authors acknowledge the support of the project "Vibro Drucksondierungen" (FKZ: 0325906 A) by the Federal Ministry for Economic Affairs and Energy (BMWi) and the MARUM – Center for Marine Environmental Sciences, University of Bremen. We are grateful for the construction of laboratory equipment and the technical assistance of Marc Huhndorf, Joann Schmid, Wolfgang Schunn and Amr Elshafei.

References

- Ahmadi, M. M.; Robertsen, P. K.;** A numerical study of chamber size and boundary effects on CPT tip resistance in NC sand, *Scientia Iranica*, 15 (5), pp. 541-553, 2008
- ASTM D7181;** Standard Test Method for Consolidated Drained Triaxial Compression Test for Soils; *ASTM International*, pp. 1-11, 2011
- Balachowski, L.;** Penetration Resistance of Lubiatowo sand in Calibration Chamber Tests, *Archives of Hydro-Engineering and Environmental Mechanics*, 53(4), pp. 311-329, 2006
- Baldi, G.; Belotti, R.; Ghionna, V.; Jamiolkowski, M.; Pasqualini, E.;** Design parameters for sands from CPT, *Proceedings on the Second European Symposium on Penetration Testing*, pp. 425-432, 1982

Bonita, J.; Mitchell, J. K.; Brandon, T. L. M; The effect of vibration on the penetration resistance and pore water pressure; *Geotechnical and Geophysical Site Characterization; Proc. ISC-2. Porto, pp. 843-851, 2004*

DIN EN ISO 22476-1; Geotechnical investigation and testing – Field testing – Part 1: Electrical cone and piezocone penetration test, *German Standards, pp. 1-42, 2013*

DIN 18137-2; Soil, investigation and testing – Determination of shear strength – Part 2: Triaxial test, *German Standards, pp. 1-48, 2011*

DIN 18137-3; Soil, investigation and testing – Determination of shear strength – Part 3: Direct shear test, *German Standards, pp. 1-33, 2002*

Fioravante, V.; Giretti, V.; Unidirectional cyclic resistance of Ticino and Toyoura sands from centrifuge cone penetration tests. *Acta Geotechnica 11(4), pp. 953-968, 2015*

Fleischer, M.; Kreiter, S.; Mörz, T.; Huhndorf, M.; A Small Volume Calibration Chamber for Cone Penetration Testing (CPT) on Submarine Soils., *Submarine Mass Movements and their Consequences, pp. 181-189, 2016*

Goodarzi M.; Stähler, F. T.; Kreiter, S.; Rouainia, M.; Kluger, M.; Mörz, T.; Numerical simulation of cone penetration test in a small-volume calibration chamber: the effect of boundary conditions, *Proceedings of the fourth International Symposium CPT'18 – Cone Penetration Testing, in prep.*

Hsu, H.-H.; Huang, A.-B.; Calibration of Cone Penetration Test in Sand, *Proceedings of the National Science Council ROC(A), 23(5), pp. 579-590, 1999*

Huang, A.-B.; Hsu, H.-H.; Cone penetration tests under simulated field conditions, *Géotechnique, 55(5), pp. 345-354, 2005*

Jamiolkowski, M.; Lo Presti, D. C. F.; Manassero, M.; Evaluation of relative density and shear strength of sands from CPT and DMT, *Soil Behavior and Soft Ground Construction, pp. 201-238., 2001*

Kulhawy, F. H; Mayne, P. W.; Manual on estimating soil properties for foundation design, *Geotechnical Engineering Group, Hollister Hall, Ithaca, New York, pp. 1-308, 1990*

Ladanyi, B.; In-situ Determination of Undrained Stress-strain Behavior of Sensitive Clays with the Pressuremeter, *Canadian Geotechnical Journal, 9(3), pp. 313-319, 1972*

Sadrekarimi, A.; Evaluation of CPT-based characterization methods for loose and medium-dense sands, *Soils and Foundations*, 56(3): pp. 460-472, 2016

Stähler, F. T.; Kreiter, S.; Goodarzi, M.; Al-Sammaraie, D.; Mörz, T.; Liquefaction resistance by static and vibratory cone penetration tests, *Proceedings of the fourth International Symposium CPT'18 – Cone Penetration Testing*, accepted.

Autoren

Florian Thomas Stähler, M.Sc.

fstaehler@marum.de

Dr. Majid Goodarzi

mgoodarzi@marum.de

MARUM – Center for Marine Environmental Sciences

University of Bremen

www.marum.de

Leobener Straße 8, 28359 Bremen

Tel.: 0421 218-65573

Fiberoptic Strain Measurements for Levy Monitoring: An FBG based system for thousands of sensing points

Johannes Singer, Devrez Karabacak, Murat Ozmen
Fugro Technology BV, The Netherlands

1 Introduction

Fugro is a worldwide operating Geotechnical, Survey and asset monitoring company head-quartered in The Netherlands. Over 50 years we have pioneered the geotechnical industry with groundbreaking technical inventions, starting from the cone penetrometer which led to the start of Fugro ("Foundation- and Ground Mechanics"). In the current presentation we will introduce a Fugro developed fiberoptic measurement system, based on the use of discrete Fiber Bragg Gratings and some aspects of its performance, as well as a case study of the application of this system with over 700 sensors using a single fiberoptic interrogator system.

2 Principle

Optical Fibers are natural strain gauges and temperature sensors: A heating of a fiber as well as a stretching causes a change of the optical response. The industry uses various flavors of fiberoptic systems, which generally classify into two groups: So-called continuous measurement systems like DTS and DAS, where a conventional single-mode fiber is used, and where in a quasi-continuous mode can be measured (with drawbacks on sensitivity of the systems, as well as increased complexity of the interrogation technology), and discrete FO systems using Fiber Bragg Gratings (FBGs). The FBG approach allows discrete sensing points with usually higher sensitivity, but in conventional systems so far, the number of sensing points was rather limited.

In our contribution we describe the FBG based system Fugro has built, its technical specs, and a case study where a single interrogator uses over 700 sensing points in a levy monitoring application in the North of Holland. We have extended the conventional FBG technology to a very fast scanning laser-based system, with an integrated optical switching mechanism, therefore creating a 64-channel system with 30 sensors per channel. This concept allows a simple system with thousands of sensors, with all the technical advantages of high accuracy, high-spatial; resolution strain measurements.

The case study describes the instrumentation of a levy construction experiment for a Dutch water management consortium, the design of ultra-wide range strain gauges required for it, as well as the installation of the system and the results obtained with it. The same principle is applicable to all kinds of other strain measurement situations (with strain being a core physical property to be measured in asset monitoring and geotechnics), but we extended it to a whole portfolio of other sensing cases by designing a set of transducers, e.g. for pressure, acceleration, inclination, load, etc. The most sophisticated sensor designed by Fugro is a purely fiberoptic cone penetrometer (CPT) of measurement class 1+ (ultrasoft soil conditions). This CPT is directionally sensitive (3 sets of differential FBGs for the cone and the sleeve), measures its inclination, temperature, and cone pore pressure.

3 The FUGRO/FAZ fiberoptic measurement system

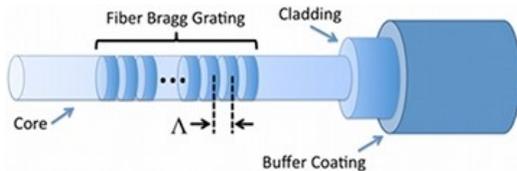


Fig.1: Principle of a Fiber Bragg Grating. A periodic change of the refractive index of the fiber is introduced. The Bragg condition based on the periodicity gives the selectively reflected wavelength. A change of the grating dimension/periodicity changes the reflected wavelength. Therefore, the FBG becomes a natural strain and temperature sensor.

Fugro developed its own fiberoptic sensing system, marketed under the brand name FAZ Technology (A Dublin-based Fugro company). The 4-channel system is based on a solid-state tunable laser operating in the C-band, with a wavelength window of 40nm. This system is quite different from typical fiberoptic FBG systems, as it operates in a rather narrow wavelength window, but in contrast to the competing systems on the market it allows rather high interrogation frequencies (up to 8kHz), the use of extremely narrow FBGs (which use a tiny optical wavelength space), and it has an extremely large dynamic range (up to 130dB) with an extremely high accuracy (better than 0.5pm) and precision (better than 0.035pm) (see www.faztechnology.com for details). This allows not only the use of a relatively large



FAZ I4 Interrogator, optics (left) and electronics (right) boards

Fig.2: Fugro/FAZ Technology Fiberoptic Interrogator (Model I4G).

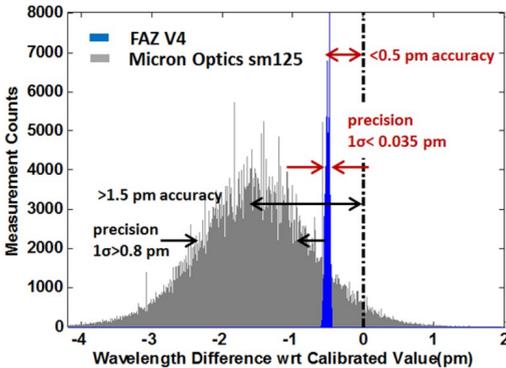


Fig. 3: FAZ I4, precision and accuracy compared to the nearest competitor (MicronOptics system). A single FBG under controlled conditions is measured for a long time, the individual measurements are sampled into a distribution. The deviation from the “true” measurement is defined as precision, the width of the distribution (the scatter) is defined accuracy.

number of sensors on the generic 4-channel system (up to 120), but with the inclusion of an optical multiplexer we have a 64-channel system allowing the interrogation of close to 2000 sensors per interrogator (in combination with the narrow-wavelength sensors). For most strain measurement applications this allows a completely new approach: Suddenly very fine spatial dynamic strain sampling is possible, which allows a completely new way of observing a structure (bridge, road surface, building etc.). It is possible to “see” the motion



Fig. 4: FAZ 64 channel interrogator, using an optical multiplexer system.

and deformation of an object live and in fine grained resolution. An example is given in Fig. 5, where we show an application from road monitoring: 30 horizontal strain gauges over 3m of road width are interrogated at 2kHz sampling rate. This allows a dynamic fine-grained monitoring of the tarmac (and underground) as vehicles move over it, the tarmac layer shows

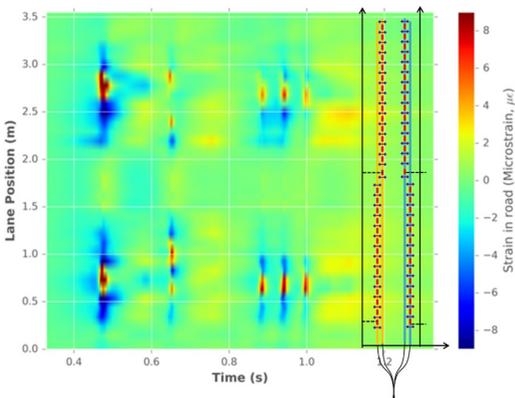


Fig. 5: Road monitoring example: Horizontal strain (color map) as a function of sensor position (vertical axis) and time for a truck passing a FO strainline buried into a tarmac layer.

its behavior like a viscoelastic membrane covering the underconstruction. At the position of a wheel we record an imprint which under the wheel is positive, but around the wheel creates a negative (bulging up) ring (very much like an inverted Mexican hat). Not only is it possible

to “see” this statically, but we can monitor this fully dynamically in real time (short times: to monitor the impact of traffic, long times: to monitor the permanent (viscous) deformation of the asphalt layer because of traffic (“rutting”)).

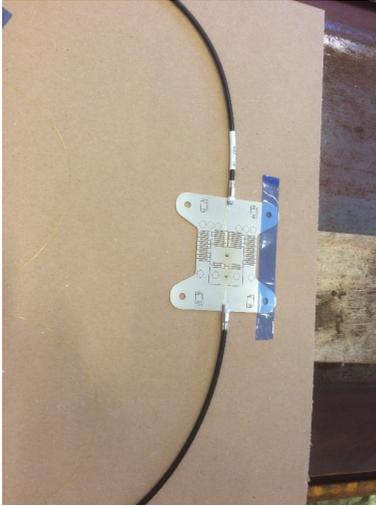


Fig. 6: Fugro Strain sensor, basic sensing element without cover and protection. The combination of optical fiber and spring “multiplier” is clearly visible, the fiber runs between the two black cable ends across the spring structure and is mounted using mineral glass solder. The round “spots” are the markers for the actual welding points to the to be monitored structure.

4 Strain Measurements: Sheet Pile Case Study

Here we want to introduce another geotechnical example: Monitoring of the deformation / bending of sheet piles, as they are used in many construction applications. In our case, these sheet piles are used to reinforce the core of a levy in the Dutch water management system. A series of sheet piles had to be instrumented to record their deformation and bending under various external influences, up the breaking of these sheet piles. The requirement was mount a total of 700 strain gauges with a range of -20000 to $20000\mu\sigma$. With any kind of conventional strain measurement system this would be extremely difficult, if not impossible (at least, it would be cost-prohibitive). Even conventional fiberoptic strain sensors would not allow this unless a very large number of optical interrogators is used, as these

sensors use a rather large optical wavelength range (examples: www.sylex.com, 12nm per sensor for $\pm 5000\mu\sigma$, www.micronoptics.com, 8nm per sensor for $\pm 2500\mu\sigma$). To achieve the



Fig. 7: Installation of the sensors on a sheetpile. The sensing elements are covered with an individual protective cover which does not interfere with their function as strain sensors.



Fig. 8: Covered and waterproofed strain sensor line ready for field deployment.

goal, we designed a new type of strain gauge, which uses a combination of optical fiber and a spring system, which acts as a load multiplier (see Fig. 6). Doing this, we could achieve a strain gauge with a measurement range of $\pm 10000\mu\sigma$ while using only 2.4nm of wavelength per gauge.

In combination with the 64-channel system, this allows an easy recording of all 700 gauges (plus a series of temperature sensors) using one interrogator, with the required sampling frequency of 1Hz. Given the high precision and accuracy of the Fugro system, the resolution is equal to competing systems, while minimizing the cost and logistic effort for this installation. The sensors are weldable, screw-able or glue-able (with gluing being only recommended for short term applications as typical glues are not long-term stable). The sensing elements can be covered with a protective housing (including a waterproof system), and since they are very thin and weldable, they even survive the extreme forces during the sheet pile hammering into the ground. Equally well, an inverse mechanism could be applied, where an amplifier would be combined parallel to the fiber, allowing an extremely sensitive (even sub-microstrain) strain element.

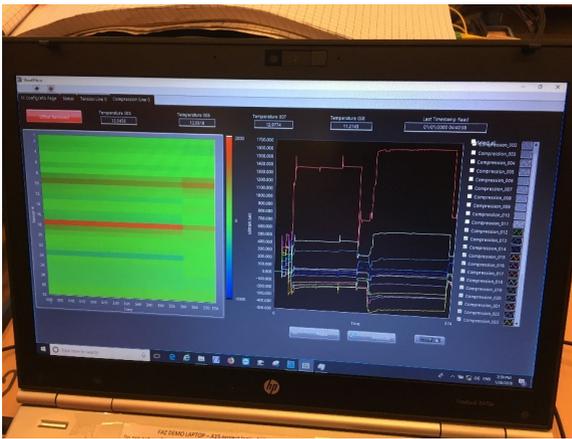


Fig.9: Display of the FO Strain measurement system during Factory Acceptance Test. The left panel displays a complete pile as strain color map, the right panel gives conventional strain versus time display for a group of sensors.

5 Summary and Conclusion

We have given an insight in the Fugro fiberoptic sensing system and its properties which distinguish it from competing systems. It has proven extremely useful in a whole series of geotechnical and asset management tasks, onshore and offshore: This includes road and traffic monitoring including weigh in motion application, foundation monitoring, windfarm monopile observation, levy projects, wall monitoring, intrusion detection, tank monitoring, and many more. Fiberoptic systems are extremely useful if large numbers of sensors are used at the same time, allowing a completely new spatial and temporal resolution. The FO sensing system allows the combination of many different sensors on one single fiber (strain, temperature, acceleration, etc.), and even complex transducers like a CPT cone can be built (with enormous improvements in sensitivity). They are not competitive if a single electric sensor is to be replaced. The system (interrogators and sensors) are built to be stable: mechanically, electrically and optically.

Authors

Dr. Johannes M Singer

j.singer@fugro.com

Dr. Devrez Karabacak

d.karabacak@fugro.com

Murat Ozmen

m.ozmen@fugro.com

Fugro Technology BV

Weurse Achterweg 10, 2264SG Leidschendam, The Netherlands,

Tel. +31 6 23969738

Erste Erkenntnisse zur dynamischen Pfahlprobelastung an einem FRANKI-Pfahl NG® unter Verwendung faseroptischer Sensorketten

Dr.-Ing. Arne Kindler, Karolina Nycz M.Sc, Andreas Lich M.Sc.
Stump Spezialtiefbau GmbH, Berlin, Deutschland

Dr. Stephan Großwig

GESO - Gesellschaft für Sensorik, geotechnischen Umweltschutz und mathematische
Modellierung mbH & Co. Projekt KG, Jena, Deutschland

Jürgen Glözl

GGB Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik mbH, Rötha, Deutschland

Zusammenfassung

Im Rahmen einer Machbarkeitsstudie zum Einsatz faseroptischer Sensorketten bei der dynamischen Pfahlprobelastung wurde neben konventionellen Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmern eine eigens für dynamische Messungen entwickelte faseroptische Impulssensorkette in einem FRANKI-Pfahl NG® montiert.

Im Folgenden Beitrag werden erste Ergebnisse der Auswertung vorgestellt. Hierbei geht es im Wesentlichen um Plausibilitätsbetrachtungen durch den Vergleich der Messergebnisse der konventionellen Messergebnisse mit den Messergebnissen der faseroptischen Impulssensoren.

Es wird gezeigt, dass die Ergebnisse zwischen beiden Messverfahren vergleichbar und damit plausibel sind. Gleichfalls wird eine festgestellte Veränderung der Wellenlaufzeitmessung im Rahmen der Integritätsprüfung am Pfahl vor und nach der dynamischen Pfahlprobelastung durch die dynamische faseroptische Messung begründbar.

Im Weiteren wird über eine faseroptische Temperaurmessung zur Erfassung der Hydratationswärmeentwicklung im FRANKI-Pfahl NG® berichtet.

Abschließend wird eine erste Gegenüberstellung zwischen den Ergebnissen der Dehnungsmessung über den Pfahlschaft und den örtlichen Baugrundverhältnissen

vorgenommen und ein Ausblick hinsichtlich der nächsten Schritte der Ergebnisauswertung aufgezeigt.

1 Einleitung

Im Zuge der Prüfung der Machbarkeit von dynamischen faseroptischen Messungen wurde ein Versuch an einem FRANKI-Pfahl NG® während einer dynamischen Pfahlprüfung begleitet. Hierzu wurde ein neu entwickelter faseroptischer Impulssensor durch GGB zum Einsatz gebracht. Das Grundprinzip der Messungen basiert auf dem Einsatz und Messprinzip der Faser Bragg Gitter (FBG).

Neben der eigenen Instrumentierung wurde der untersuchte Pfahl, im Rahmen seiner Zweckbestimmung als Probepfahl eines laufenden Bauvorhabens, auch mittels konventioneller Beschleunigungs- und Dehnungsaufnehmer am Pfahlkopf instrumentiert. Die dynamische Pfahlprobelastung wurde durch ein renommiertes Ingenieurbüro vorbereitet, durchgeführt und ausgewertet.

Damit stehen für eine Auswertung Vergleichsdaten zur Verfügung, auf deren Grundlage Plausibilitätsbetrachtungen durchgeführt werden konnten.

Darüber hinaus wird über eine ortverteilte faseroptische Temperaturmessung zur Prüfung der Hydratationswärmeentwicklung an einem FRANKI-Pfahl NG® berichtet.

Die Untersuchungen wurden durch die Stump Spezialtiefbau GmbH in enger Zusammenarbeit mit der GGB - Gesellschaft für Geomechanik und Baumesstechnik mbH und der GESO - Gesellschaft für Sensorik, geotechnischen Umweltschutz und mathematische Modellierung mbH & Co. Projekt KG durchgeführt.

2 Geologische Randbedingungen im Versuchsfeld

Für den Bereich der geplanten Pfahlprobelastung liegt das Ergebnis einer Drucksondierung vor. Daraus ergibt sich im Zusammenspiel mit Altaufschlüssen folgender allgemeiner Bodenaufbau. Ab OK Gelände steht eine Auffüllung aus Sand an. Die Auffüllung ist als überwiegend locker gelagert anzusehen. In Bereichen von Betriebswegen kann die Auffüllung jedoch auch eine mitteldichte bis dichte Lagerung aufweisen.

Unterlagert werden die Auffüllungen durch organische Weichschichten aus Klei und Torf. Die Unterkante der organischen Weichschichten liegt bei ca. 6,0 m unter GOK. Darunter folgen holozäne Sande und eine gering mächtige (< 0,5 m) Schicht aus Klei. Beide

Schichten werden im Folgenden von holozänen Sanden lockerer bis dichter Lagerung unterlagert. Die pleistozänen Sande werden von bindigem Boden mit mind. steifer bis halbfester Konsistenz unterlagert.

Die Lagerungsdichte der anstehenden Böden im Versuchsfeld nimmt entstehungsbedingt mit der Tiefe zu. Das vorhandene tideabhängige Grundwasserdruckniveau liegt im Mittel bei rd. NN +0,5 m.

In den sandigen Auffüllungen oberhalb der organischen Weichschichten ist abhängig von den Niederschlagsereignissen und den vorhandenen Vorflutverhältnissen mit Stauwasserständen bis GOK zu rechnen.

3 Dynamische faseroptische Dehnungsmessung und Temperaturmessungen

3.1 Faseroptische Sensorik

Seit vielen Jahren werden zur Erfassung mechanischer Größen glasfaserbasierte Sensoren eingesetzt. Ihr Einsatz findet vor allem dort statt, wo mit großen elektromagnetischen Feldern oder schwierigen chemischen Randbedingungen gerechnet wird. Im Gegensatz zu herkömmlichen elektrischen Sensorsystemen überzeugen faseroptische Sensoren durch den kompakten Aufbau sowie durch die Möglichkeit große Entfernungen zum Messpunkt zu überbrücken. Das faseroptische Messsystem besteht aus einer Ausleseeinheit und der passiven Sensorfaser. Zur Messung sendet die Ausleseeinheit einen Lichtimpuls in die Glasfaser und fängt das reflektierende Lichtsignal auf und analysiert die Veränderung des Lichtsignals. Grundsätzlich sind punktförmige und ortverteilt messende Sensoren zu unterscheiden.

3.1.1 Faser-Bragg-Gitter für die dynamische Dehnungsmessung

Der Vorteil der Faser-Bragg-Gitter (Einzelpunktmessung) gegenüber anderen faseroptischen Sensoren besteht darin, dass keine Lichtintensität gemessen wird, die einer Vielzahl von schwer erfassbaren Einflussfaktoren unterliegen, sondern eine Wellenlängen- bzw. Frequenzverschiebung. Dies ist mit deutlich geringeren Messfehlern möglich. Von Nachteil ist jedoch, dass es nur eine quasi-verteilte Messung und kein Distributed Sensing ist. D.h., dass die zu messende physikalische Größe exakt nur dort gemessen wird, wo sich das wenige Millimeter große Faser-Bragg-Gitter befindet. Allerdings kann eine Kette aus

vielen Faser-Bragg-Gittern aufgebaut werden, um räumlich ausgedehnte Objekte zu monitoren.

3.1.2 Ortverteilte Temperaturmessung

Bei der ortsverteilter Messung werden Multimodefasern (Abbildung 1) verwendet, um die Temperaturveränderungen an ihrer genauen Position zu messen. Die Faser ist dabei so in der Kabelkonstruktion integriert, dass eine spannungsfreie Lage im Messobjekt sicherstellt wird.

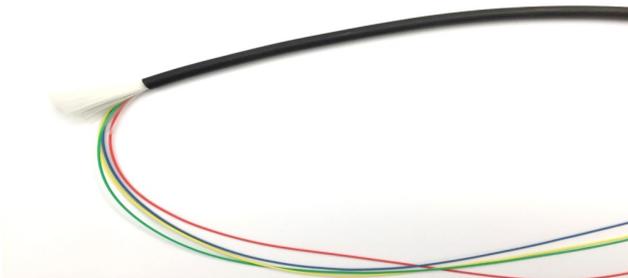


Abbildung 1: Darstellung des faseroptischen Temperaturmesskabels zur Integritätsprüfung des Pfahlschaftes des FRANKI-Pfahl NG®

Für die Messung wird ein Laserlichtimpuls von beiden Seiten in die Glasfaser gesendet, welche bei ihrem Aufeinandertreffen eine charakteristische Lichtstreuung in Abhängigkeit von der Temperaturänderung erzeugt. Somit wird diese gemessen und lokalisiert.

3.2 Messtechnologie

Die Einzelpunktmessung wird, wie beschrieben, durch das Einschreiben von Faser-Bragg-Gittern realisiert, deren Reflexionswellenlänge unter anderem vom Dehnungszustand der Faser abhängig ist. Dabei wird mit einem UV-Laser (z.B.: Excimerlaser mit $\lambda = 248 \text{ nm}$) eine periodische Brechzahländerung in die Glasfaser permanent eingeschrieben.

Dadurch entsteht im Faserkern eine periodische Modulation des Brechungsindex (sogenannte Gitterstruktur), mit hohen und niedrigen Brechungsindexbereichen, die das Licht nur einer bestimmten Wellenlänge reflektiert (Bandsperr). Diese periodische Brechzahlstruktur wirkt wie ein optischer Interferenzfilter. Das heißt, wenn man weißes Laserlicht (Wellenbereich von Ultraviolett bis infrarot) in den Lichtwellenleiter einstrahlt,

werden nur die Wellenlängen an der periodischen Brechzahlstruktur reflektiert, die innerhalb der Filterbandbreite um λ_B liegen (vgl. Abbildung 2). Alle anderen Wellenlängen können diese Gitterstruktur unbeeinflusst passieren. Welche der eingestrahlenen Wellenlängen des weißen Laserlichts herausgefiltert und reflektiert werden, hängt von der Periodizität (Gitterkonstante) der eingeschriebenen Brechzahlstruktur ab.

Wird nun der Bereich des Faser-Bragg-Gitters, verursacht durch Temperatureinflüsse und/oder mechanische Beanspruchungen, gelängt oder gestaucht, so verändert sich die Periodizität (Gitterkonstante) der eingeschriebenen Brechzahlstruktur und damit die Wellenlänge des vom Faser-Bragg-Gitter reflektierten Laserlichts.

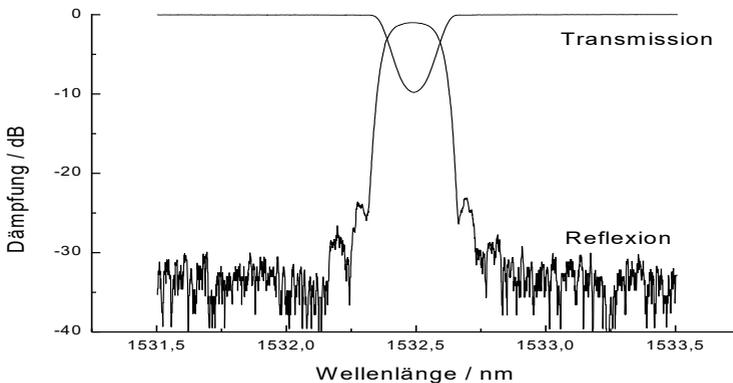


Abbildung 2: Darstellung einer realen Messung der spektralen Transmission und spektralen Reflexion an einem Faser-Bragg-Gitter

Bei der Raman-Technologie werden Laserlichtimpulse unterschiedlicher Frequenz von beiden Seiten durch die Glasfaser gesendet. Wenn diese Laserimpulse aufeinandertreffen entsteht eine charakteristische Lichtstreuung welche vom Messgerät erfasst und lokalisiert wird. Die Eigenschaften des rückgestreuten Lichts verändern sich messbar, wenn das Sensorkabel durch Temperatur beeinflusst wird. Durch die Messung der Laufzeit des Lichts wird der Ort der Beeinflussung ermittelt (Kindler et. al. 2017).

4 Versuchsablauf

4.1 Instrumentierung und Einbau des FRANKI-Pfahl NG®

In Vorbereitung der Messungen wurde ein FRANKI-Pfahl NG® im Baufeld mittels vier Sensorketten à 16 Impulssensoren (

Abbildung 3) instrumentiert. Die Sensorketten wurden hierbei am Bewehrungskorb des Probepfahls montiert. Als besondere Herausforderung stellte sich das bereits vormontierte Hüllrohr dar, da in diesem Bereich eine ausreichende Fixierung zur Vermeidung von Einbauschäden nicht möglich war. Dies führte dazu, dass während des Einbaus und des Betoniervorganges eine Sensorkette ab dem vierten Impulssensor aufgegeben werden musste.

Die vier Sensorketten wurden gleichmäßig über den Pfahlschaftquerschnitt montiert. Während des Einbaus der Kopfhülse wurden die Sensorkabel seitlich aus der Kopfhülse herausgeführt.

Zur konventionellen Messung wurden am Pfahlkopf entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises „Pfähle“ je zwei gegenüberliegende Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer (vgl. Abbildung 4) durch ein externes Ingenieurbüro montiert.



Abbildung 3: Lieferform der Impulssensorketten auf der Baustelle



Abbildung 4: Kopfinstrumentierung mittels konventioneller Dehnungs- und Beschleunigungsaufnehmer

Die Planungen des FRANKI-Pfahls NG[®] sahen aufgrund der geologischen Randbedingungen (vgl. Kapitel 2) folgende Ausführung:

- Pfahlfuß bei ca. 12,5 m
- Pfahlmantel \varnothing 51 cm
- Pfahlmantelrohr ca. \varnothing 41 cm, 7,0 m
- Kopfhülse ca. \varnothing 41 cm

vor.

In Abbildung 5 ist die geplante Pfahllage in Bezug auf die herrschenden Baugrundverhältnisse (Drucksondierergebnis) wiedergegeben.

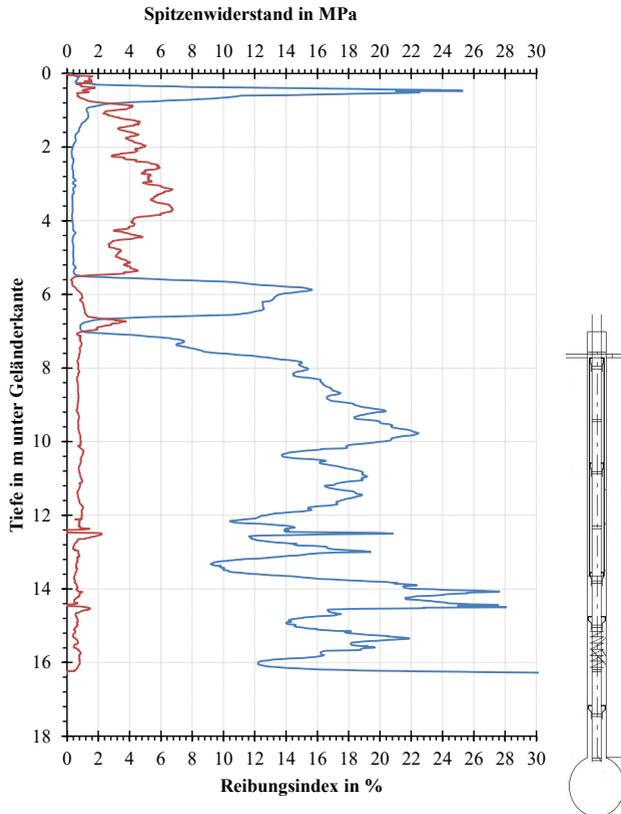


Abbildung 5: Geplante Pfahlabsetztiefe in Bezug auf die herrschenden Baugrundverhältnisse im Versuchsfeld

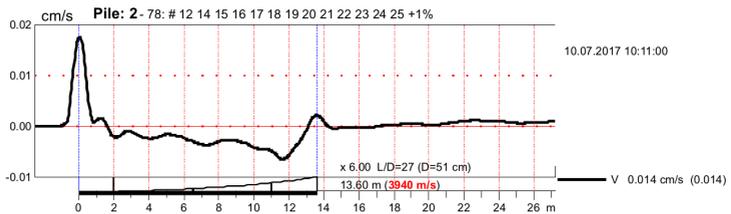
4.2 Dynamische Pfahlprobebelastung

Die dynamische Pfahlprobebelastung wurde entsprechend den Empfehlungen des Arbeitskreises "Pfähle" durchgeführt. Die dynamische Belastung wurde mittels Fallgewicht (ca. 11 to) in drei Einzelschlägen mit Freifallhöhen von 24, 52 und 80 cm eingetragen.

Im Vorfeld, wie auch im Nachgang der dynamischen Pfahlprobebelastung, wurden eigenveranlasste Integritätsprüfungen an dem Probepfahl vorgenommen. Die Ergebnisse sind in Abbildung 6 wiedergegeben. Es wurde eine Pfahlänge von insgesamt 13,6 m inklusive der Kopfhülse nachgewiesen. Unter der Annahme eines Elastizitätsmoduls von

$E_{cm} = 33000 \text{ N/mm}^2$ (Festigkeitsklasse C30/37) und einer Dichte zwischen 2000 kg/m^3 und 2600 kg/m^3 ergibt sich ein Erwartungsbereich der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit zwischen ca. 3500 m/s und 4100 m/s . Die gemessene Geschwindigkeit lag vor der dynamischen Probebelastung bei $c = 3940 \text{ m/s}$ und nach der dynamischen Probebelastung nur noch bei $c = 3760 \text{ m/s}$. Beide Werte liegen im Erwartungsbereich der Festigkeitsklasse. Durch die dynamische Pfahlprobebelastung hat sich scheinbar der E-Modul geändert. Zur Prüfzeit hatte der Probepfahl ein Alter von 27 Tagen. Eine Veränderung der Dichte aufgrund einer zu geringen Aushärtung des Betons kommt somit für die Veränderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit nicht in Frage. Somit muss die Änderung auf einen anderen Grund zurückzuführen sein.

Vor der dynamischen Probebelastung



Nach der dynamischen Probebelastung

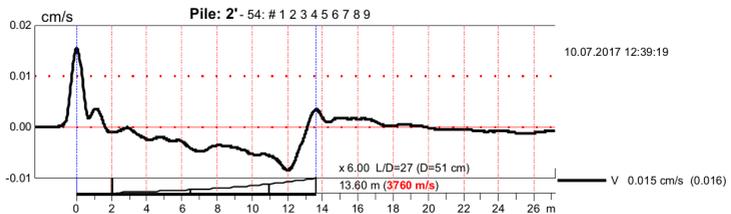


Abbildung 6: Ergebnisse der eigenen Integritätsprüfung am Testpfahl vor und nach der dynamischen Pfahlprobebelastung durch die BBI Beratende Ingenieure, Hamburg

4.3 Aufzeichnung der Dehnungsmessung über den Pfahlschaft

Die Messungen wurden mit dem kommerziellen System dem FBG Scan 804 Interrogator der FBGS Technologies GmbH, Deutschland (vgl. Abbildung 7) ausgeführt. Mit dem Gerät

sind dynamische, hochpräzise Messungen mit Fiber Bragg Grating (FBG) Sensoren möglich. Das System kann über 4 Kanäle mit jeweils maximal 40 FBG Sensoren arbeiten. Die maximale Samplingrate liegt entsprechend der angeschlossenen Kanäle zwischen 500 Hz und 2000 Hz.

Das Messsystem enthält eine breitbandige Lichtquelle und führt eine Spektralanalyse mittels eines InGaAs Detektorarrays und einer Spektrometerplattform durch. Durch den Einsatz einer entsprechenden Software ist es möglich die Daten in Echtzeit auszuwerten.



Abbildung 7: Ansicht eines FBG Scan 804 Interrogator der FBGS Technologies GmbH, Deutschland

Die Datenauswertung der Messung erfolgte online vor Ort, so dass die Dehnungsentwicklung im Pfahl unter den einzelnen Laststufen unmittelbar nach dem Schlag eingesehen werden konnte. Folgende wesentliche Parameter wurden zugrunde gelegt:

- 1550 nm wavelength window
- Number of DTG's: 16
- Total fiber length: 12 m
- Grating length: 8 mm
- Spacing between gratings: 0.75m
- Wavelength configuration: starting at 1514 nm, + 4 nm

werden, dass sich der Temperaturwechselbereich in einer Tiefe von 9,30 m - 10,00 m bis Endtiefe befindet.

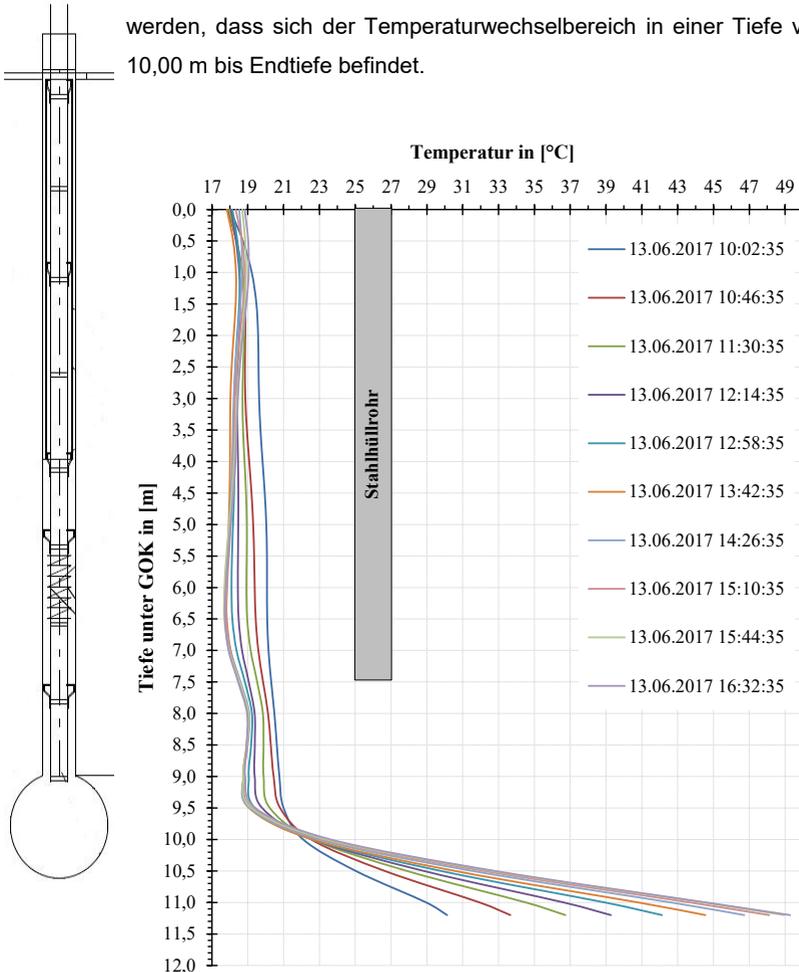


Abbildung 9: Temperaturverlauf über die Zeit am Messstrang 1

Die Temperaturerhöhung im Fußbereich wird auf die technologisch bedingte vorlaufende Herstellung des Pfahlfußes zurückgeführt. Zusätzlich kam es bei dem gemessenen Pfahl zu einer längeren Herstellunterbrechung aufgrund der verkehrstechnischen Situation bei der Anlieferung des Pfahlschaffbetons. Daraus resultiert eine vorlaufende

Hydratationswärmeentwicklung aufgrund der zeitlich verschobenen Abbindeprozesse im Pfahlfuß. Hinzu kommt, dass Massenbetone (hier der Pfahlfuß) im Gegensatz zu dünnen Bauteilen (hier der Pfahlschaft) nach Nischer & Zückert (2002) eine deutlich höhere Hydratationswärmeentwicklung aufweisen.

Oberhalb des Pfahlfußes durchläuft die Temperaturkurve unerwartet einen Scheitelpunkt. Oberhalb dieses Punktes nimmt die Temperatur im Pfahlschaft über die ersten 6 Stunden ab. Im oberen Bereich (Kopf) des Pfahlschaftes kommt es erwartungsgemäß zu einer Temperaturerhöhung.

Diese Entwicklung im Zusammenhang mit der restlichen Temperaturentwicklung im Pfahlschaft lässt darauf schließen, dass eine erhöhte Grundwasserströmung im Baugrund vorhanden ist. Dies wird ebenfalls durch die geologischen Randbedingungen (vgl. Kapitel 2) gestützt.

5.3 Interpretation der Ergebnisse der Integritätsprüfung

Im Ergebnis der Auswertung der eigenveranlassten Pfahlintegritätsprüfung wurde eine Veränderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit (siehe Kapitel 4.2) zwischen den Messungen vor und nach der dynamischen Pfahlprobelastung festgestellt. Im Ergebnis dieser Feststellung wurde angenommen, dass dies auf eine „Veränderung“ des E-Moduls zurückgeführt werden muss.

Werden die Ergebnisse der dynamischen faseroptischen Messung herangezogen, so zeigt sich, dass es bei allen Fallhöhen zu einer bleibenden Überdehnung im Pfahlschaft (Abbildung 10) kommt, welche ausschlaggebend für die Veränderung der Wellenausbreitungsgeschwindigkeit aufgrund einer Steifigkeitsänderung zwischen den Messungen ist.

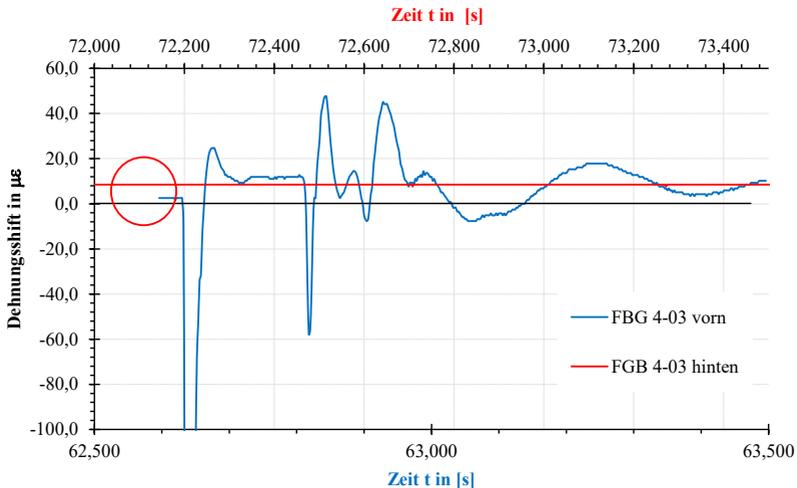


Abbildung 10: Beispielhafte Darstellung der bleibenden Dehnungen im Pfahlschaft des Testpfahls für die Fallhöhe von 52 cm nach der abgeschlossenen dynamischen Pfahlprobelastung (Dehnungsdifferenz durch roten Kreis markiert)

5.4 Darstellung und Gegenüberstellung der ersten Ergebnisse der faseroptischen Messung

In einem ersten Schritt wird die Plausibilität der Messergebnisse geprüft. Hierzu werden beispielhaft die Einzelwerte und Mittelwerte der obersten faseroptischen Impulssensoren (Abbildung 11) den Einzelwerten und dem Mittelwert der konventionellen Dehnungsmessaufnehmern (Abbildung 12) gegenübergestellt. Die unterschiedlichen Messaufnehmer hatten einen höhenmäßigen gegenseitigen Abstand von ca. 0,4 m. In Abbildung 13 sind die Mittelwerte der faseroptischen Impulssensoren und konventionellen Messaufnehmer direkt gegenübergestellt.

Aus der Abbildung 11 und Abbildung 12 lässt sich ebenfalls ableiten, dass das Freifallgewicht nicht lotrecht/zentrisch den Pfahlkopf belastet. Dies wurde ebenfalls bei den Fallhöhen von 24 und 52 cm festgestellt.

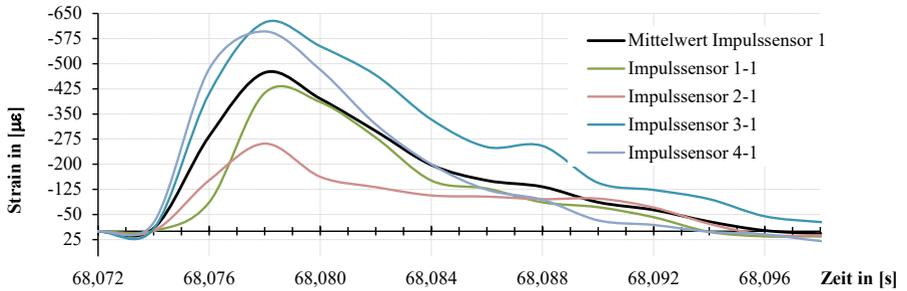


Abbildung 11: Zusammenfassende Darstellung für die obersten Impulssensoren als Einzelwerte und Mittelwert für die dynamische Belastung bei einer Fallhöhe von 80 cm

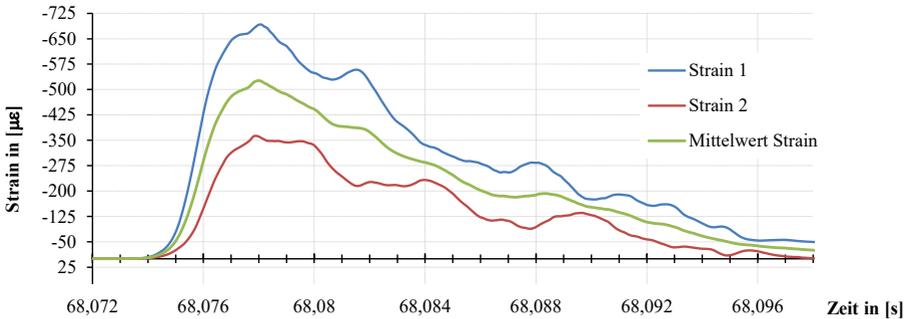


Abbildung 12: Zusammenfassende Darstellung für die zwei konventionellen Dehnungsmessaufnehmer als Einzelwerte und Mittelwert für die dynamische Belastung bei einer Fallhöhe von 80 cm

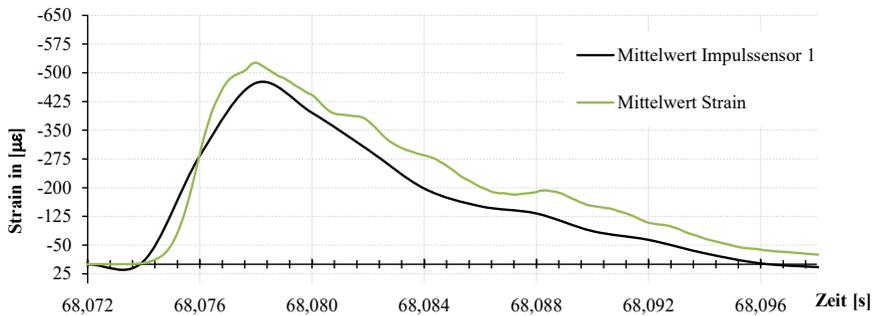


Abbildung 13: Gegenüberstellung der Mittelwerte der faseroptischen Impulssensoren und der konventionellen Dehnungsaufnehmer für die dynamische Pfahlprobelastung bei einer Fallhöhe von 80 cm

Für den derzeitigen Stand der Auswertungen wird abschließend in Abbildung 14 der Dehnungsverlauf für die Freifallhöhe von 24 cm und 80 cm dem vorhandenen Baugrundaufschluss (Drucksondierung nach Abbildung 5) gegenübergestellt.

Danach lässt sich feststellen, dass es unterhalb der Stahlhülle zu einem wesentlichen Anstieg im Dehnungsverlauf kommt. Für die Freifallhöhe von 80 cm erreicht der Dehnungswert die Größenordnung des Dehnungswertes am Pfahlkopf. Hier kann davon ausgegangen werden, dass dies ein Indiz für die Überwindung der wirkenden Mantelreibung im Bereich der Stahlhülle ist.

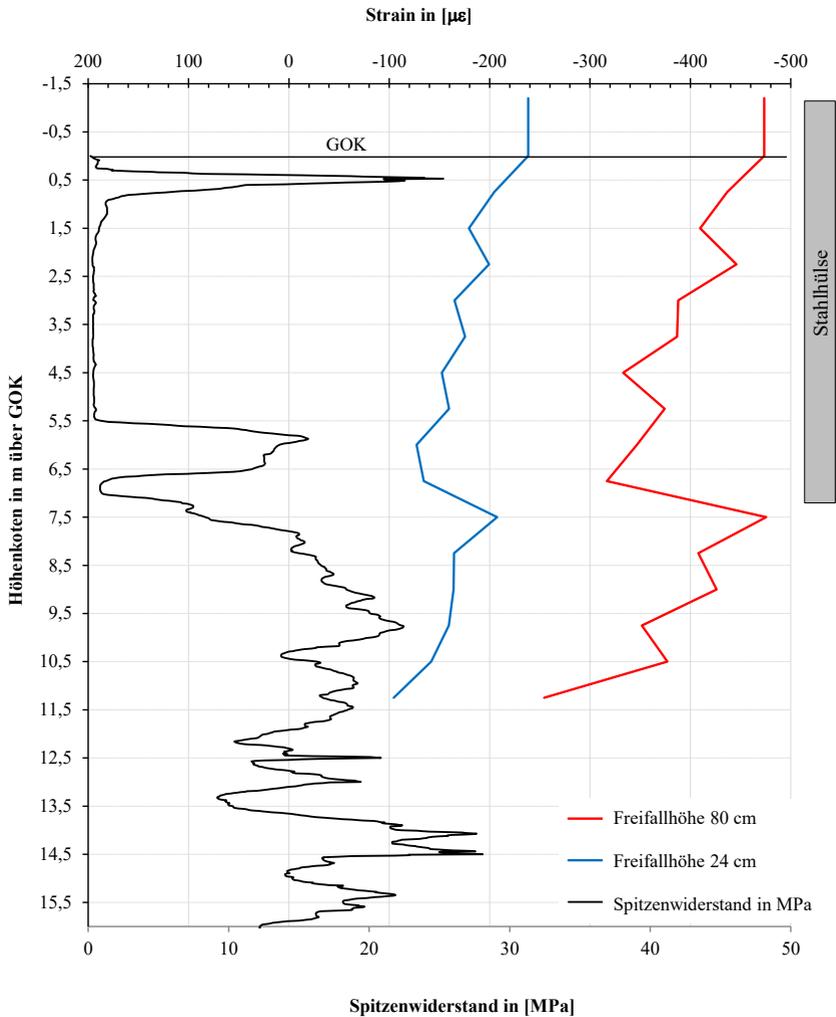


Abbildung 14: Gegenüberstellung des gemessenen Dehnungsverlaufes mittels Impulssensoren im Pfahlschaft über die Tiefe für die Freifallhöhen von 24 cm und 80 cm zu dem vorhandenen Spitzenwiderstand

5.5 Aussicht

Derzeit ist die Auswertung der Messergebnisse noch nicht vollständig abgeschlossen. Im Zusammenhang mit der Ermittlung der zulässigen Tragfähigkeit werden Modelrechnungen mittels CAPWAP durchgeführt. Parallel dazu erfolgt die numerische Modellierung der dynamischen Pfahlprobelastung mittels ANSYS.

6 Danksagung

An dieser Stelle gilt unser ausdrücklicher Dank der DEGES, welche es ermöglichte die Messungen durchzuführen.

Literatur

Nischer, P. & Zückert, U.: Temperaturanstieg bei der Erhärtung von Beton. In: *ZEMENT+BETON Sonderheft Kolloquium 2002 (2002)*,
http://zement.at/Service/literatur/fileupl/Temperaturanstieg_00_03.pdf.

Kindler, A., Schaller M.-B., Glötzl, J.: Nachweis der Ankertragfähigkeit auf Grundlage faseroptischer Messtechnik. In: *Bautechnik. Volume 94, Issue 2, 2017, Pages 144–151, Ernst & Sohn, Berlin*

Autoren

Dr.-Ing. Arne Kindler

arne.kindler@stump.de

Karolina Nycz M.Sc.

karolina.nycz@stump.de

Andreas Lich M.Sc.

andreas.lich@stump.de

Stump Spezialtiefbau GmbH

Valeska-Gert-Straße 1

www.stump.de

D-10243 Berlin

Tel.: +49-30-754 904-426

Dr. Stephan Großwig

stephan.grosswig@geso.eu

GESO Gesellschaft fuer Sensorik, geotechnischen Umweltschutz
und mathematische Modellierung mbH & Co.Projekt KG

Loebstedter Strasse 50

www.geso.eu

D-07749 Jena

Tel.: +49-3641 -310035-0

Jürgen Glözl

gloetzl@ggb.de

GGB mbH

Leipziger Straße 14

www.ggb.de

D-04571 Rötha/ OT Espenhain

Tel.: +49-34206 – 646 0

Project in Spain helped by Rapid Load Testing

Rob van Dorp, Marcel Bielefeld

Allnamics Pile Testing Experts BV, The Netherlands

1 Introduction

For the foundation of a naval structure¹ and surrounding concrete decks bored cast in situ piles are installed with diameters of 1,5 m and lengths of 28 to 35 m. Their design loads vary between 6 and 8 MN. The project schedule is very tight; the clients intend to have the structure operational in 2018.

As part of the design and the construction planning a bi-directional load test was performed on a dedicated test pile. This test was performed when installation of production piles had already started, because of very tight planning of the project. The result of this test was inconclusive: at a load of approximate 5 MN the pile toe failed, but the shaft seemed to be pretty far from failure at that point. But the failing toe made it impossible to further increase the test load. Because of this disadvantage of bi-directional testing it could not be confirmed that the as-built piles are capable of bearing the 8 MN design load.

The project was helped to be conclusive by performing Rapid Load Testing on 25 piles, which is 50% of the piles that had been installed at that moment. The number of testpiles is (partially) related to the capacity of the only device that could be mobilized at short notice, which was a 40-ton StatRapid device. In the local circumstances this device was expected to be able to generate loads of 9-11 MN with a load duration that satisfies the Eurocode requirements.

The 25 piles have been tested in less than 10 working days. For all piles (including the original test pile) the mobilized static capacity exceeded the design load, which has restored the clients faith in the pile design and put the progress of the project itself back on track.

¹ Due to confidentiality policies, the name of the client, location and type of structure cannot be presented

Discussed in this paper are not only the tests themselves, but also the setup of the test campaign, which included predictions of the possible maximum test loads, in order to check the possibilities of generating higher test loads than the deployed device was originally designed for.

2 Soil conditions

A number of geotechnical investigations in several campaigns have been performed for the design of the structure. These included several boreholes with SPT performed on land and on water, a number of piezo-cone CPT's and pressiometer tests (PMT). Also a number of laboratory tests have been performed on bore hole samples. These included (among others) grain size distributions, tri-axial tests, direct shear tests, consolidation tests, determinations of plastic limits.

A typical soil profile is shown in Figure 1; the marine profile can be seen utterly left.

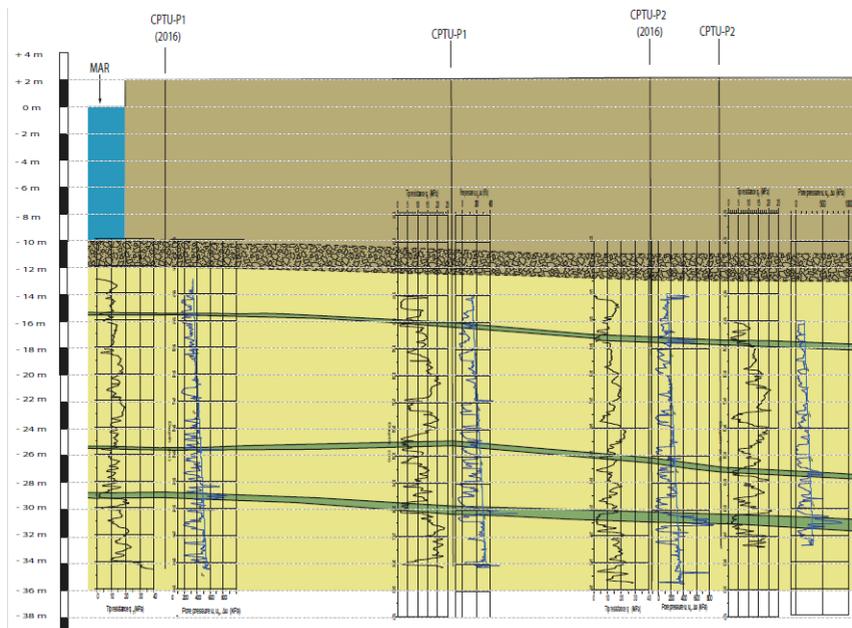


Figure 1: Typical soil profile

It can be described as follows:

0. existing ground level at approx. Ref.+2,0 m
1. fill of sand and clay until the (former) seabed at approx.. Ref.-10 m
2. sandy gravel until approx. Ref.-12 m
3. sand until maximum investigated depth of Ref.-36 m

Sand layer no. 3 is locally interrupted by three thin clay layers. These clay layers are approx. 0.5-1.0 m thick and are typically encountered between Ref. -15m and Ref. -19 m, Ref. -25m and Ref. -29m and Ref. -29m and Ref. -32m respectively.

3 The Pile Design

For the foundation for the structure and the surrounding concrete decks, bored cast in situ piles are installed with diameters of 1,5 m and lengths of 28 up to 35 m, see Table 1. Their design loads vary between 6 and 8 MN. The production of the piles was started by installing a temporary casing with an outer diameter of 1580 mm. Both an auger and drilling bucket were used for drilling the pile. After the pile was desanded and approved for concrete placement, the reinforcing cage was inserted into the excavation and temporarily supported from the crane. A concrete tremie pipe was installed and the pile desanded through the tremie pipe prior to concrete placement. Concrete was then delivered by tremie through a 220 mm O.D. pipe into the toe of the pile until the top of the concrete reached its final elevation. The contractor removed the 1580 mm O.D. temporary casing immediately after concreting.

Table 1. Overview relevant pile data

Pile type		T1	T2	T3	T4C
total pile length	[m]	33	30	28	35
diameter	[m]	1.5	1.5	1.5	1.5
pile mass	[ton]	140	127	119	148
pile toe level	[m ref]	-31.9	-28.9	-26.9	-33.9
design load	[ton]	803.2	690.2	630.7	803.2
	[MN]	7.879	6.771	6.187	7.879
required duration	loading [ms]	82	75	70	87

4 Initial Pile Test Program

As part of the foundation works, a special test pile has been constructed and prepared for pile testing. The test to be performed at this pile was a bi-directional test, the O-cell

test according to the Osterberg Method. Basic idea for a bi-directional test is that jacks are cast halfway in the concrete pile. During the pile test the lower pile part is counterpart for testing the upper part and vice versa. Advantage of this method can be the lack of counterweights or tensile anchors as is required for a traditional static load test. In this case the loading assembly consisted of one 540 mm diameter O-cell, located 5.00 metres above the pile toe. During the tests, the maximum sustained gross load applied to the pile was approximate 5.0 MN. At the maximum load, the displacements above and below the O-cell assembly were approximately 7 mm and 203 mm, respectively. After reaching these settlements, no additional load could be added, because the maximum stroke of the jack was reached. In fact, failure of the lower part resulted in limited test results, of both the lower and the upper pile part. As a result, the designed working load was not reached. As the setup of this type of tests is prepared and cast in hardened concrete on forehand, down in the pile, no adjustments can be made during or after the test. In this case, the results of the test did not proof the design and the appropriateness of this test pile.

The bi-directional test requires a good design on forehand, prior to the test. The maximum test load is the maximum of the upper part or the lower part. In this case the lower part failed far below expected values. As a result, the mobilised resistance of the upper part is at the same level reduced to the ultimate resistance of the lower part. The preliminary failure has not been further investigated, but most likely debris at the bottom of the hole prior to pouring concrete in combination with reduction of soil strength due to process of excavating had led to this reduction of pile capacity.

When the jacks had been at a higher level, much more resistance would possibly have been mobilised with this bi-directional test. However, when that would have known on forehand, pile tests would have not been necessary.

The result of this bi-directional test was therefore inconclusive: at a load of approximate 5 MN the pile toe failed, but the shaft seemed to be pretty far from failure at that point. But the failing toe and the limited stroke of the jacks made it impossible to further increase the test load. Because of this disadvantage of bi-directional testing it could not be confirmed that the as-built piles are capable of bearing the 6 to 8 MN design load.

5 Additional Tests on Working Piles

After the disappointing test and its results on the test pile, the project had a major slow down. At that time, the foundation works were already commenced and every day new working piles were made. To stop the project was no option either; every delay would be unacceptable. The time schedule was already tight.

Alternative pile tests were discussed. Finally, it was decided to perform Rapid Load Tests. The main reasons to perform this type of test are the limited duration of preparation and performing the tests, the lack of a heavy superstructure with counterweights as is required for static load tests, and the availability of the test results directly after the tests [MIDDENDORP, 1999] [STAHLMANN, FISCHER & MIDDENDORP, 2012].

At that moment, only a 40 tons StatRapid test device had been available, basically designed for load tests up to 8 MN. Devices with higher loads, i.e. 80 tons StatRapid or 16 MN StatNamic were not available at that moment. The application of the 40 tons StatRapid had been discussed with the clients. Simulations with AllWave RLT software indicated that higher loads than its designed test load could be reached. Instead of proofing the piles up to twice the working load, the client and local authorities decided to test a large number of piles and apply test loads with the highest possible margin compared to the design load.

That raised the question about the purpose of the test campaign. Should the tests proof an ultimate capacity of twice the working load, proof a factor of safety of minimal 2? Or is the purpose of the test to proof that the tested piles are able to carry the working load, accepting a much lower factor of safety? When all piles are tested a factor of safety of 1.0 should be sufficient. See paragraph 9 about the at this project applied safety philosophy.

Because no 16 MN devices were available, the possibilities for deploying the 8 MN device have been investigated. Simulations of tests with a 40 ton StatRapid device showed that loads up to 9-12 MN could be reached, see paragraph 7. Based on these simulations, it was decided to accept these test loads and make up for the lower factor of safety by testing more piles up to 50% of the already installed piles. And so, the

Allnamics 40 tons StatRapid device was transported with 3 trucks to the site at Barcelona.

6 Rapid Load Test and StatRapid

The Allnamics StatRapid Load Test is a so called Rapid Load Test in accordance with the ASTM D7383-10 standard, the Dutch CUR 230 Guideline and Euro Code EN ISO 22477-10.

6.1 StatRapid

The StatRapid 20/40 ton device is designed to apply loads to the pile head ranging from 0.2 MN to in excess of 8 MN. The principle of StatRapid encompasses dropping a drop weight on a specially designed modular spring assembly, placed on the pile head. By tuning the combination of the total mass of the drop weight and the stiffness of the spring assembly, the duration of the load can be influenced in order to satisfy quasi-static behaviour of the pile. This combination can be pre-defined by using AllWave-RLT simulation software.



Figure 2. StatRapid Device ready for testing on site

The StatRapid device has a modular design for easy transport in standard containers. After arrival on site (on trailers), the device is assembled with the use of a mobile crane. First the bottom frame is positioned over the test pile, connected to its hydraulic power pack and levelled by adjusting the hydraulic legs. Subsequently the top frame with drop weight container is placed on top of the bottom frame (and secured with twist locks) and the modular drop weights are lowered in the container. From this point on the device is ready for testing. During testing the device is self-supporting; the lifting system and catching system are operated by the hydraulic power pack. The catching system catches the drop mass after rebound from the springs. This prevents unwanted multiple impacts and allows for successive cyclic testing with increasing loads similar to static load cycling testing [SCHMUKER, 2005].

According to the above-mentioned standards, the duration of the load should be long enough to avoid dynamic effects, i.e. a complex stress wave pattern, in the pile. By applying a load in several increasing steps, load settlements diagram comparable to the steps of static load tests are obtained. Results of StatRapid are presented as load-settlement curves.

The 25 piles have been tested in less than 10 working days.

6.2 Instrumentation and monitoring

During the test, the force, displacement and acceleration are measured at the pile head. From the monitoring data the load-displacement behaviour and the maximum static load mobilized can be directly calculated, by using the Unloading Point Method (UPM), which is described in ISO 22477-10 [HORVATH, BIRMINGHAM & MIDDENDORP, 1993].

The load on the pile head is monitored with load cells, the displacement of the pile head is monitored with the Reyca optical system and the acceleration with a sensitive accelerometer.



Figure 3: The displacements are measured with the Reyca Optical System

The self-calibrating Reyca system measures the displacement of the pile head during the test accurately by monitoring the movement of the black and white interfaces on a reflector plate, mounted at the side near the top of the pile. Because of this method, the Reyca-system does not need to be at right angles with the reflector plate.

The accelerometer is primarily used for monitoring the acceleration of the pile head as a function of time, but also as a back-up and/or check of the displacement measurement by double integration in time.

The load cells and accelerometer are connected to the Allnamics PDR-system, which collects, stores and subsequently transmits via WiFi the raw data to a field laptop that runs the Allnamics-RLT monitoring software. With this software preliminary, graphical presentations of the test results in accordance with ISO 22477-10 are immediately available on site after each load cycle. The Reyca system is triggered by the PDR, to ensure an identical time stamp.

6.3 Loading time

The required load duration for Rapid Load Testing is prescribed (ISO 22477-10:2016) and depends on the pile length and material. The required load duration is a minimum to avoid stress waves and other



Figure 4: The Allnamics PDR-system, which collects and stores the raw data and transmits it wireless to the field laptop

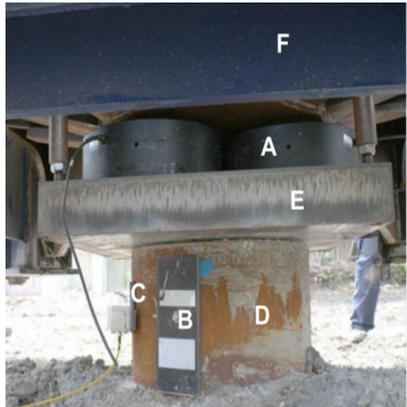


Figure 5: Monitoring set up. A steel load transfer plate [E]. The load is transferred to the pile head [D] via a steel load transfer plate [E] and is monitored with load cells [A]. The displacement of the pile head is monitored with the Reyca optical system which read the black/white reflector [B] and the accelerations with a sensitive accelerometer [C]



Figure 6: The spring set up can be adjusted in stiffness to get optimal load and load duration

dynamic effects in the pile [MIDDENDORP & BIELEFELD, 1995]. The required load duration T_F can be calculated:

$$T_F > (10 \cdot L) / c$$

with:

T_F = load duration in seconds

L = length of the test pile in meters

c = stress wave velocity in the pile material in m/s

For this project the pile length varies between 28 and 35 m. The minimum required load duration for the different pile types is therefore 70 to 87 ms.

6.4 Interpretations of results

Rapid Load Test analysis results are unique and person independent. The analysis technique is simple and straightforward, and signal matching is not required. ISO 22477-10:2016 unambiguously describes how the monitoring results must be processed into static load-displacement behaviour of a foundation pile, see also [HORVATH, BERMINGHAM & MIDDENDORP, 1993]. The method of presenting the load-settlement diagram is the so called Unloading Point Method (UPM).

This Unloading Point Method (UPM) is based on following main principles:

The duration of the load is long enough to make the movements (velocity, acceleration) of all pile particles fully synchronised. Because of this, the pile soil interaction can be considered quasi static and modelled as a one mass spring system. A stress wave analysis of the pile is not needed.

The requirement for the load duration T_F is $10 \leq [T_F / (L/c)] \leq 1000$.

With L the length of the pile [m] and c the stress wave velocity of the pile material [m/s].

The Unloading Point Method is based on the principle that at time of maximum displacement (t_{umax}) the pile velocity is zero, which corresponds with a quasi-static situation. So at time t_{umax} the mobilised static resistance F_{soil} equals the measured rapid load (F_{RLT}) minus the pile mass (M_{pile}) times acceleration (a):

$$F_{\text{soil}} = F_{\text{RLT}} - M_{\text{pile}} \cdot a$$

with: F_{RLT} the measured force at the pile head [N]

F_{soil} the mobilized soil resistance [N]

M_{pile} the mass of the pile [kg], known from the design or the installation records

a the measured acceleration of the pile [m/s²]

These parameters are all measured and are thus known quantities. This makes the UPM user independent. So F_{soil} and the corresponding displacement at time t_{umax} determine a point on the equivalent static load testing curve, with additional loading cycles yielding additional points.

For the local sandy soil conditions a loading rate factor $\eta = 0,94$ has been applied, based on many documented correlations of the CUR guideline and ISO 22477-10:2016.

6.5 Pile top preparation

All piles were manufactured with the top of the pile approximate 1 meter below ground level. Later the fill is excavated and replace by a concrete floor of this thickness. In order to get the load on top of the pile, the piles had to be extended to approximate

0,5 m above ground level. At the pile part above the ground, the sensors had to be mounted.

Extending the pile with a full diameter will lead to extensive use of concrete which had to be removed after the tests. With the reinforcement bars sticking out the pile, removing the cap of the extended pile would be expensive, time consuming with the risk of damaging the reinforcement bars. The solution had been found by extending the pile with a steel casing with a diameter of 0,85 m, so that it fits within the reinforcement cage of the pile. The steel casing was filled with high speed hardening concrete, leading to quick and high concrete strengths short after casting. With this solution, the two functions of the extension, transferring the load and measuring the same movements as the pile itself, have been fulfilled.

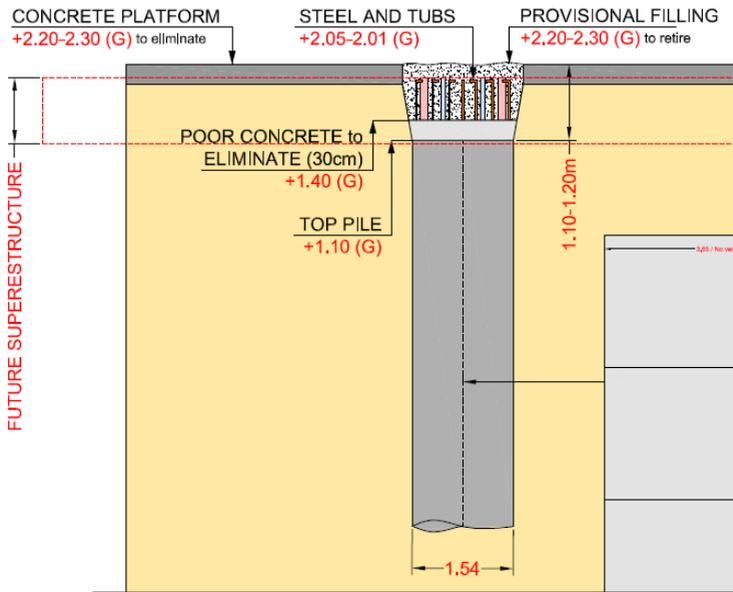


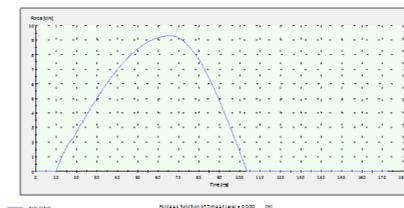
Figure 7: Pile set up, prior to extension of the pile



Figure 8: Pile head preparations: Left before preparation. At the right figure, the pile is extended with a smaller diameter pile cap. On top the load transfer plate and the black/white reflection frame of the Reyca system are already in position.

7 Simulations

Important for the success of the test campaign, was the maximum test load which could be obtained with the 40 ton StatRapid device. The desired loads are above the design load of the device. With the AllWave StatRapid Software, simulations of tests can be made, prior to performing the tests on site [Bielefeld & Middendorp, 1995]. Pile and soil are modelled, together with the main characteristics of the StatRapid device. The main parameters are the drop weight (is in this case fixed to the maximum of 40 tons), the drop height and the spring assembly. Three main goals have to be reached: maximum load, duration of the load and mobilised capacity. According to paragraph 6.3 the duration of the load had to be 70 to 87 ms, depending on the pile lengths. Simulations showed that with a setup of 16 yellow springs (the colour indicates the characteristics of the spring), in which a few are replaced by the stiffer blue ones, maximum loads / mobilised capacities up to 9 to 12 MN, depending on the pile length, could be achieved.



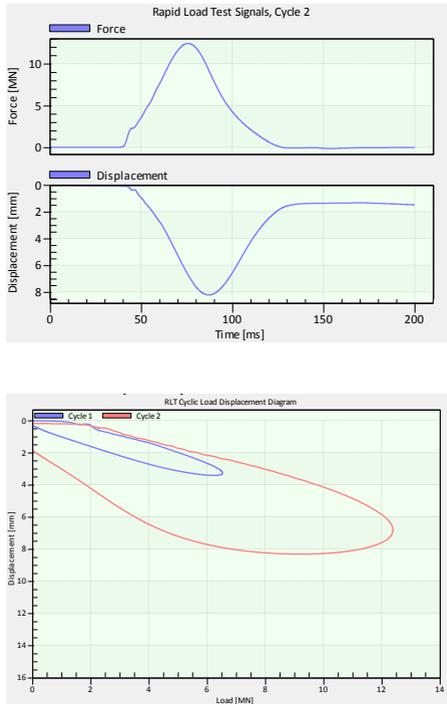


Figure 10: Measured loads and displacement as function of time (load cycle 2) and a combined load displacement diagram of two load cycles presented directly during the test

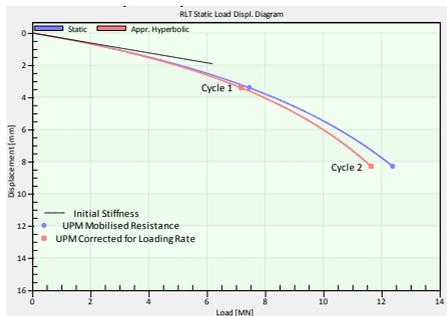


Figure 11: Results of one of the StatRapid load test: Derived load-displacement diagram based on the Unloading Point Method (UPM) and a loading rate $\eta=0,94$

9 Required Factors of Safety

The factor of safety at which a working pile is considered as acceptable or not were discussed prior and after the test. Before the tests, due to the simulations, it was already clear that the capacity of the available StatRapid device was limited to mobilise resistance just above the working loads of the pile. The main question was at which factor of safety a pile would be accepted. In the table below, all pile test results are presented.

Table 2. Results of the Rapid Load Tests

Pile type	Nr of piles	Required Load duration	Load duration Avg (low-high)	Maximum displacements	Working Load	Mobilised Resistance Avg (low-high)	Factor of safety Avg (low-high)
[-]	[-]	[ms]	[ms]	[mm]	[MN]	[MN]	[-]
T1	12	82	83.6 (82 - 85.2)	9.8	7.9	9.8 (8.8 – 11.7)	1.25 (1.12 - 1.48)
T2	6	75	84.5 (82.5 - 85.4)	10.8	6.8	9.1 (8.7 - 9.4)	1.34 (1.29 - 1.38)
T3	4	70	83.8 (82.8 – 84.6)	11.6	6.2	8.0 (7.6 - 8.3)	1.29 (1.23 - 1.35)
T4c	2	87	87.6 (87.2 - 88)	6.7	7.8	9.5 (8.7 - 10.3)	1.21 (1.11 – 1.32)
T2 – O-Cell	1	75	85.0	13.5	6.8	8.1	1.19

The following safety philosophy formed the basis for these decisions. When a design is made, the required ultimate resistances of foundation piles are given by the working load, multiplied by a factor of safety. The working load incorporate already partial factor of safety, leading to higher loads than really are expected. At the resistance side, the maximum applicable load is reduced from the ultimate load with the factor of safety. In this factor of safety, a number of uncertainties are included. The main uncertainty is the question if the soil will behave according to the expectations, the design calculations and also uncertainties about the pile manufacturing (is it constructed according to the design?), is the soil investigation a correct description of the soil at the location of the pile, etc.

Once piles are tested, the uncertainties about the pile behaviour are vanished. The pile test gives a lower bound value of the capacity of the pile, and its behaviour under its working load. In a perfect test world, when each pile is tested, a factor of safety of 1.0 should be acceptable.

However, there are some considerations to deal with higher factor of safeties when piles are tested:

- The factor of safety should incorporate uncertainties about the pile testing method. How sure, translated in a factor of safety, are we about the testing method? A static load test leads to a lower value than for a dynamic load test, etc.
- The number of piles tested. Can we apply the results of a pile tested directly to the (assumed) capacity of another, surrounding pile? We should take a factor of safety into account, incorporating the uncertainties about soil and pile manufacturing, when the result of one pile is used for other piles.
- When the soil profile varies over a site, higher factors of safety have to cope with the uncertainties of the soil profile. In this case the soil profile over the site was rather uniform.

10 Conclusions

For all piles tested (including the original test pile) the mobilized static capacity during the StatRapid Load Test exceeded the designed working load, which has restored the clients faith in the pile design and put the progress of the project itself back on track.

From this project it can be concluded that:

- Rapid Load Test, especially Allnamics StatRapid can be used as very practical alternative to static load tests
- Preparation of the piles is limited, therefor all working piles can be tested. At least it can be decided later on which pile to test (depending on installation records, troubles during manufacturing, design load, etc.)
- The test campaign can be adjusted during the tests, depending on results of previous tested piles. Pile tests can be decided later, on all piles, also the piles that are not prepared on forehand.

- StatRapid is a quick method, both in preparation as in operation. Many piles can be tested in short time. Results, i.e load-settlement curves, are directly available after the test
- Compressive stresses remained well below critical levels for all piles/cycles. StatRapid is a save method for testing piles, without pile damage
- The more piles are tested, the lower the factor of safety on the pile design can be. In ultimate case, when all piles are tested the factor of safety to be proven equals 1.0. This factor has to be multiplied by uncertainties in the testing method, i.e. Static Load Test versus driving formula or Dynamic Load Testing
- Distinction between ultimate capacity and mobilised capacity should be made. In this case it is clear that the tests have not been tested up to failure. The obtained test results are mobilised pile capacities. How close of far these values are to the ultimate pile capacities are unknown. As the settlements are very limited, one can assume that the ultimate capacities are significant higher than the obtained test results for the mobilised resistances
- In this case 25 of the at that moment 50 available piles have been tested, giving factor of safeties for the several pile lengths of at least 1.20 – 1.34. The results and conclusions of the StatRapid tests gave the client sufficient confidence in the foundation design, that they accepted the other 380 piles without further tests.

References

Bielefeld, M.W.; Middendorp, P., 1995, Statnamic simulation, *First International Statnamic Seminar, Vancouver*

Gijt, J.G. de; Dalen J.H. van; Middendorp, P., 1995, Comparison of Statnamic Load Test and Static Load Tests at the Rotterdam Harbour, *First International Statnamic Seminar, Vancouver*

Horvath, R.G.; Bermingham, P.; Middendorp, P., 1993, The equilibrium point method of analysis for the Statnamic load testing with supporting case histories, *Proceedings of the Deep Foundation Conference, Pittsburgh, Pennsylvania*

Matsumoto, T.; Middendorp, P.; Bermingham, P.; Tsuzuki, M., 1995, Rapid load tests of a steel pipe pile driven in a diatomaceous mudstone, *Journal of Geotechnical Engineering, Japanese Society of Civil Engineering, Vol.III-31, No.517, (in Japanese)*

Middendorp, P.; Bielefeld, M.W., 1995, Statnamic Load Testing and the Influence of Stress wave Phenomena, *First International Statnamic Seminar, Vancouver*

Middendorp, P., 1999, Wann wendet man die dynamische Belastungsprüfung an und wann die Rapid Load Prüfung, *Pfahl-Symposium 1999, Wolfsburg*

Schmuker, C., 2005, Vergleich statischer und Rapid Load Pfahlprobelastungen, *Diplomarbeit Fachhochschule Biberach*

Stahlmann, J.; Fischer, J.; Middendorp, P., 2012, Rapid-Load-Tests und dynamische Probelastungen-Ein Vergleich, *Baugrundtagung, Mainz*

Chew, S.H.; Middendorp, P.; Bakker J.; Chua G., 2015, Recent advances of rapid load testing in Asia and Europe, *XVI European Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Edinburgh, Scotland*

Authors

R.F. van Dorp, M.Sc.

vandorp@allnamics.eu

M.W. Bielefeld, M.Sc. M.Sc.BA

bielefeld@allnamics.eu

Allnamics Pile Testing Experts BV

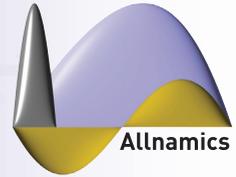
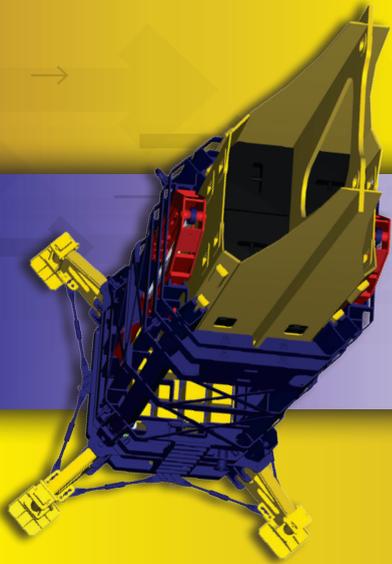
www.allnamics.eu

The Hague, The Netherlands

Tel.: +3188-2556264

4-8 MN StatRapid Gerät

IHR PROFESSIONELLER PARTNER BEI GEOTECHNISCHEN FRAGESTELLUNGEN UND PFAHLPROBEBELASTUNGEN



BERATUNGSLEISTUNGEN

SACHVERSTÄNDIGER FÜR GEOTECHNIK UND PFAHLGRÜNDUNGEN

DURCHFÜHRUNG VON MESSKAMPAGNEN IN DER GEOTECHNIK

RAMMANALYSE UND -PROGNOSE FÜR IMPULS- UND VIBRATIONSRAMMUNGEN

ONSHORE - NEARSHORE - OFFSHORE

► PDR, Datenerfassungsanlage mit Wi-Fi Datenübertragung

- Rammbegleitende Messung (PDA)
- Überwachung der Vibrationsrammung (VDA)
- Dynamische Probelastung (DLT)
- Rapid-Load-Test (RLT: StatRapid / Statnamic)



Grenzen und Möglichkeiten der Realisierung von Spezialtiefbaumaßnahmen in unmittelbarer Nähe des Pergamonaltars

Dipl.-Ing. Josef A. Patron, Dipl.-Ing. Ralph Keller
GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH, Berlin

1. Zusammenfassung

Das zwischen 1910 und 1936 errichtete Dreiflügelgebäude zur Präsentation vorwiegend antiker Großobjekte, nach dem Entwurf von Alfred Messel, bedarf nach 100-jähriger Standzeit einer Grundinstandsetzung. Diese erfolgt nach dem Entwurf von Prof. O. M. Ungers. Für die Wiedererlangung einer vollen Museumsfunktionalität und Herstellung einer den Ausstellungsobjekten gerechten klimatischen Randbedingungen sind umfangreiche Ertüchtigungsmaßnahmen, Neugründungen, Tieferlegungen der Kellergeschossohlen unabdingbar. In diesem Zusammenhang war eine Bestandserfassung zur Schaffung der Grundlagen der jetzt ausgeführten Maßnahmen notwendig. Die umfangreichen Archivunterlagen ergaben, dass die Gründung des Pergamonmuseum auf mehreren Ebenen in der Tiefe zwischen 6 m und 18 m unter Gelände erfolgte. Die in der Gründungsfläche vorhandene tiefe geologische Einkolkung führte zu großen Problemen bei der Umsetzung der für das Museum konzipierten Gründungsart-Flachgründung nach Bodenaustausch im Schutze einer Wasserhaltung. Die sehr tief reichenden organischen Ablagerungen (bis 40 m unter Gelände) führten zu zeitlichen und finanziellen Realisierungsschwierigkeiten dieser Gründungsvariante. Die konstruktiven und pragmatischen Lösungsansätze aus der Erbauungszeit des Pergamonmuseums verursachten auch Probleme bei der Umsetzung der aktuellen Grundinstandsetzungsplanung. Die hohen Anforderungen an das Verformungsverhalten sowohl der Bestandsstrukturen als auch der während der Sanierung in musealer Nutzung befindlichen Gebäudeteile konnten nachhaltig nur mit einem entsprechenden Monitoring befriedigt werden. Es sind sowohl Erschütterungs- als auch Setzungsverläufe erfasst und als entscheidendes Kriterium bei der Wahl der Sanierungstechnologie eingesetzt worden. Die Lösungsansätze und die Vorgehensweise werden im Beitrag dargestellt und diskutiert.

2. Baugeschichte, Geologie, Baulogistik

2.1 Baugeschichte des Pergamonmuseums

Die Räumlichkeiten im Alten und Neuen Museum konnten die spektakulären Funde der 1878 begonnenen Ausgrabungen in Pergamon weder aufnehmen, noch angemessen präsentieren. In diesem Zusammenhang lag die Entscheidung zur Errichtung eines gesonderten Museums für antike Originalskulpturen nah. 1898 ist auf dem Gelände südlich der Stadtbahn eine sogenannte Pergamenische Halle, die ausschließlich der Präsentation des Pergamonaltars diente, errichtet worden. Dieses Bauwerk ist jedoch infolge der stark anwachsenden archäologischen Bestände und auch wegen der von Wilhelm von Bode vorgenommenen Neustrukturierung der Museen auf der Insel im Jahr 1908 abgerissen worden. Auf der frei gewordenen Fläche zwischen der Südbahn, dem Neuen Museum und der Nationalgalerie sollte eine monumentale repräsentative Anlage für deutsche, antike und orientalische Kunst errichtet werden. Den Entwurf der 3-Flügelanlage lieferte der 1907 als Museumsarchitekt berufene Alfred Messel. Im Zentrum des Mittelsbaus und damit an zentraler Stelle des Gebäudes war die Aufstellung des Pergamonaltars geplant. Zum Baubeginn 1910 übernahm nach dem frühen Tod von Alfred Messel der Berliner Stadtbaurat Ludwig Hoffmann die weitere Entwurfsbearbeitung und Leitung der Bauausführung. Einen wesentlichen Anteil an der Bearbeitung von technisch konstruktiven Lösungen, insbesondere im Bereich der Gründung, hatte der Zivilingenieur Otto Leitholf.

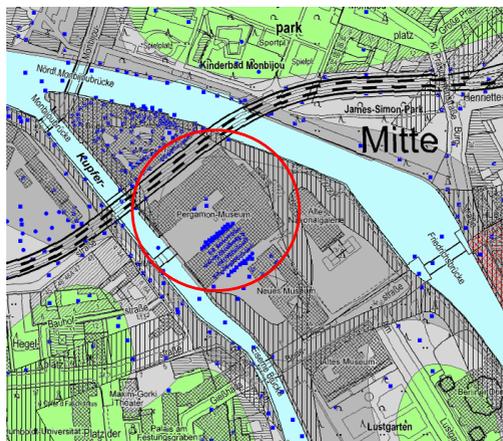


Bild 1: Pergamonmuseum Berlin – Lage und Geologie Quelle: Geoportal Berlin

Die Fertigstellung und Eröffnung der 3 Museen zog sich bis in die Mitte der 30-er Jahre. Der sich über 20 Jahre erstreckende, sowohl durch geologische als auch politische und soziale Auseinandersetzungen beeinträchtigte Bauablauf kann auf Grundlage der in den Archivunterlagen vorgefundenen ca. 4.500 Bautagebuchblätter mit statischen Berechnungen und Zeichnungen, wie auch ca. 500 fotografischen Aufnahmen nachvollzogen werden.

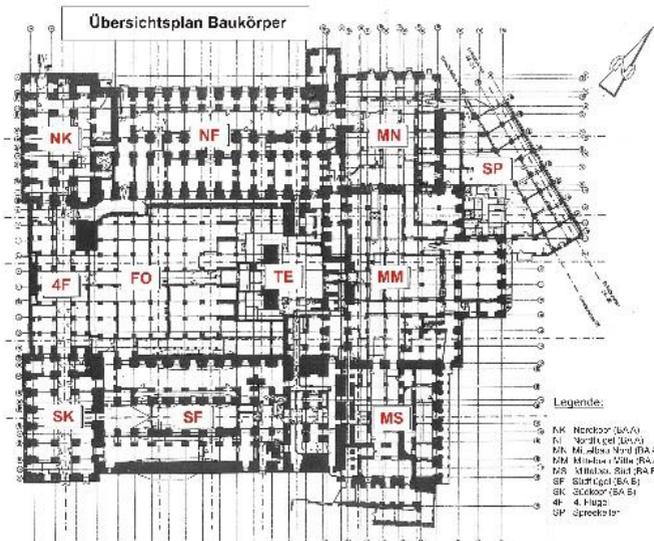


Bild 2: Pergamonmuseum, Übersichtplan der Baukörper

Quelle: Plan D10178PMU00A300_ÜS5380_1B; BBR)

Vorbereitende Maßnahmen für die Gründung, den Rückbau, Bodenerkundung, Verbauarbeiten wie auch die relativ schnell notwendige Wasserhaltung begannen 1910. Die Errichtung des Museum war in 2 Bauabschnitten vorgesehen. Der 1. Bauabschnitt beinhaltete den Nordflügel, Kopfbau Nord, Mittelbau Nord, Mittelbau Mitte und auch den Mittelbau Süd. Im 2. Abschnitt sollte der 3-Flügelbau durch den Südflügel, südlichen Kopfbau, wie auch die Verbindungsbauwerke (4. Flügel) komplettiert (Bild 2) werden. Die ursprünglich als Gründung der neuen Museumsbauten geplante Pfahlgründung wurde nach durchgeführten Probelastungen und nach Vorlage der Ergebnisse der ersten Bodenerkundungskampagne verworfen. Sowohl die ursprünglich angenommene

Austauschordinate von ca. 6 m unter Gelände als auch der politische Wille zur Schaffung neuer Arbeitsplätze führte zur Favorisierung der Gründungsvariante-Bodenaustausch und Gründung auf dem pleistozänen tragfähigen Horizont. Auf dieser Ebene sollten Betonbankette errichtet werden, die wiederum als Grundlage für die gemauerten Pfeiler, die unterhalb der 1. Nutzebene bei ca. +32,0 m NN eingewölbt wurden. Diese Vorgehensweise ist konsequent auch in den Bereichen angewandt worden, wo aufgrund falscher Interpretationen bzw. zu kurze Aufschlüsse tieferreichende nicht tragfähige Böden zu spät entdeckt wurden. Hier ist insbesondere der Bereich des Tiefkellers im Nordflügel aufzuführen.



Bild 3: Pergamonmuseum Berlin – Archivfotos-Nordflügel-Tiefkeller; händischer Aushub; Baugrube-Südflügel+Forum, Quelle: Archiv SMB-Stiftung Preußischer Kulturbesitz

Die tieferreichende Einkolkung ist hier nach Fertigstellung der angrenzenden Wände und bereits eingetretenen Setzungen fertiggestellter Strukturen festgestellt worden. Der nachträglich erfolgte Rückbau (Sprengung), Unterfangung der bereits ausgeführten Strukturen und Neugründung in der Ordinate ca. +24,00 m NN ist fotografisch festgehalten und den Bildern 3 zu entnehmen. Die eingetretenen Probleme bei der Realisierung des ursprünglichen Gründungskonzeptes, die grundsätzlich mit den zu kurzen Aufschlüssen der 1. Untersuchungskampagne einhergehen, führten zu einer wesentlichen Verlängerung der Bauzeit und zur wesentlichen Verteuerung der Fundierungsarbeiten. Zum Teil waren in den Jahren 1910 und 1911 auf der Baustelle ca. 1.500 Arbeitskräfte in einer Tag- und Nachtschicht beim händischen Ausschachten der Baugrube im Schutze der Wasserhaltung beschäftigt. Die erhebliche Kostensteigerung und die erst 1912 vorliegenden Ergebnisse der Bodenerkundung im Bereich des bis dato überbauten Südfügels, wonach die organische Einkolkung bis ca. - 10 m NN reichte, führte zu der Notwendigkeit einer grundlegenden Veränderung der Gründungstechnologie in diesem Bauabschnitt. Sowohl die zur Verfügung stehenden Wasserhaltungsanlagen als auch die Tiefgründungselemente waren nicht in der Lage den tragfähigen Baugrund zu erreichen. Als Alternative wurden Kolkbrückenvarianten entworfen und letztendlich auch vor Ort realisiert. Der leider nur sehr unzureichend dokumentierte Entwurf (Bild 4) besteht aus 4 Betonrippen, die zwischen den am südlichen Kopfbau und im Mittelbau Süd befindlichen Widerlagern gespannt wurden. Die Oberkante der Kolkbrücke liegt auf der Ordinate ca. +32,00 m NN, die Widerlager sind auf der Ordinate ca. +18,00 m NN gegründet. Die unzureichende Dokumentation führte zu der Notwendigkeit im Rahmen der Grundinstandsetzungsmaßnahme umfangreiche Erkundungskampagnen zur Feststellung der geometrischen Ausdehnung und Beschaffenheit der Kolkbrückenkonstruktion durchzuführen.



**Bild 4: Kolkbrücke , Realisierte Variante-Bogenbrücke, Quelle: Archiv SMB-Stiftung
Preußischer Kulturbesitz**

2.2 Geologie – Erwartungen, Hoffnung und Realität

Das für den Neubau des Pergamonmuseum vorgesehene Gelände liegt wie die gesamte Museumsinsel im Berlin-Warschauer Urstromtal und wurde vorwiegend durch die letzte Weichseleiszeit gebildet. Grundsätzlich stehen im Urstromtal rhythmisch abgelagerte pleistozäne Talsande unterschiedlicher Kornfraktionen an. In den so entstandenen homogenen Bodenstrukturen bildeten sich, insbesondere in den Randzonen der sich in Richtung Norden zurückziehenden Gletscher, Erosionsrinnen in denen das Schmelzwasser abfloss. Wurden diese tief in den Untergrund reichenden Vertiefungen vom nachstürzenden Eis ausgefüllt, so konnte das durch den erst später eingetretenen Abtauprozess entstandene Volumen nur noch durch organische Bildungen des Holozäns aufgefüllt werden. Die Torf- und Faulschlammablagerungen sind sehr oft durch den nachfallenden Sand und Kies überdeckt worden. In der vorgesehenen Gründungsfläche des Pergamonmuseums reichen die holozänen Ablagerungen bis ca. 40 m unter die Geländeoberfläche und bilden somit eine der tiefsten holozänen Einkolkungen im Berliner Stadtgebiet. Unterhalb der holozänen Böden stehen pleistozäne Talsande der Weichseleiszeit als ausreichend tragfähiger Baugrund an. Die Informationen zu schlechten Baugrundverhältnissen im Bereich des grundsätzlich alternativlosen Standortes des zukünftigen Pergamonmuseums lagen bei der Planung dieses Bauwerkes vor und spiegeln sich in der Art der bis dato dort ausgeführten Bebauung, die weitestgehend aus qualitativ temporären Strukturen bestand, wieder. Die Überbrückung der nicht tragfähigen Bereiche erfolgte an ähnlichen Standorten zur damaligen Zeit meistens mittels Holzpfehlgründungen. Zur Erarbeitung der Grundlage eines nachhaltigen Gründungskonzeptes sind in der Bebauungsfläche des Pergamonmuseums zwischen 1910 und 1913 umfangreiche Bodenuntersuchungen durchgeführt worden. Die Ergebnisse dieser Erkundungen sind durch das Büro MKP Prof. Dr.-Ing. H. Müller-Kirchenbauer und Partner GmbH in Zusammenarbeit mit dem Büro Hübner+Oehmig ausgewertet und bildeten die Erkenntnisbasis für die jetzt durchgeführte Grundinstandsetzung/Sanierung des Gebäudes. Insgesamt sind auf der Bebauungsfläche ca. 200 Bohrungen abgeteuft worden. In Bild 5 sind die Bohrpunkte mehrerer Erkundungskampagnen darstellt.

Den Beginn bildeten die Bohrungen B2 bis B53, die alle samt von der Geländeoberfläche oder zumindest vom Niveau über dem aktuellen Grundwasserstand abgeteuft wurden. Die Erkundungsbohrungen dieser primären Kampagne sind in drei parallel verlaufenden Achsen im Bereich des Nordflügels (Bild 5, Achsen 1-3) und in einer Achse an der Nordbegrenzung

des zukünftigen Südflügels (Bild 5, Achse 5) mit Abständen zwischen 15 m und 20 m abgeteuft worden. Ergänzend dazu sind ein paar Bohrungen im Bereich des Mittelbaus Mitte und Mittelbaus Süd abgeteuft worden. Die Länge der 53 Bohrungen lag im Mittel bei ca. 12 m, die tiefsten Bohrungen reichten bis 16 m unter Ansatzpunkt. Im Rahmen dieser Erkundungen sind organische Ablagerungen, die max. bis 6 m unter Ansatzpunkt (Ordinate ca. +28 m NN) reichten, festgestellt worden. Auf dieser Grundlage ist die Entscheidung für den Bodenaustausch der oberflächennah anstehenden organischen Schichten getroffen worden.

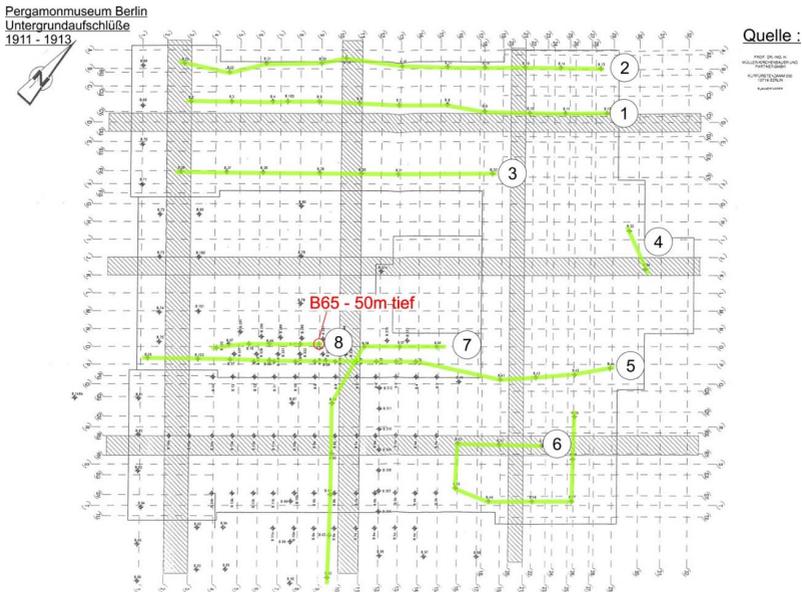
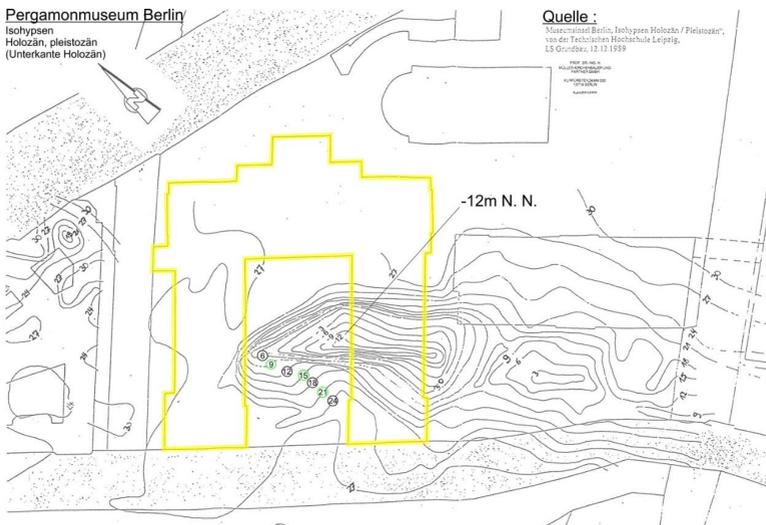


Bild 5: Pergamonmuseum Berlin, Bodenaufschlüsse 1911-1913, Quelle: MKP

Gravierende Veränderungen der bis dato gültigen Vorstellung zum geologischen Aufbau des Untergrundes im Bereich des Pergamonmuseums brachte die Untersuchungskampagne mit Bohrungen B56 bis B67, die an der Nordflanke des Südflügels angeordnet wurden. Die hier bereits durchgeführten Erkundungen mit Teufen bis max. 16 m ergaben keine Hinweise auf tieferliegenden organischen Ablagerungen. Die jetzt im Rahmen dieser Erkundungskampagne erstmalig abgeteufte Bohrungen bis ca. 48 m (B58 bis B60) führten zu gravierend neuen Erkenntnissen in Bezug auf die tragfähigen Horizonte. Die Dramatik dieser jetzt gewonnenen Erkenntnisse kann in der Anzahl und auch in der Dichte der

nachfolgend abgeteufte Bodenerkundungen abgelesen werden. Insbesondere im Bereich des Südflügels sind Untersuchungen im Abstand von z. T. nur 2 m und Tiefen bis 60 m von jedem in der Bauzeit erreichten Aushubniveau ausgeführt worden. Ergänzend zu den Untersuchungskampagnen im Bereich des Südflügels sind zusätzliche tiefreichende Bohrungen im Nordflügel und auch entlang des Kupfergrabens durchgeführt worden. Die Ausdehnung der organischen Einkolkung kann dem Bild 6 – Unterkante holozäne Böden/Oberkante tragfähige Horizonte entnommen werden. Der Darstellung ist die tiefe und mit einer steilen Böschung versehene Einkolkung (UK organische Schicht ca. -12 m NN) im Bereich des Südflügels zu entnehmen.



**Bild 6: Pergamonmuseum Berlin – Isohypsen Holozän, Pleistozän (Unterkante Holozän),
Quelle: Technische Hochschule Leipzig, LS Grundbau, 12.12.1989**

Die Gründung des hier vorgesehenen Gebäudeteils war weder mit einem Bodenaustausch noch auf einer Holzpfahlgründung möglich. Die im Bereich des Mittelbaus Süd und im südlichem Kopfbau festgestellten Ordinaten der tragfähigen Horizonte bei ca. 27 m NN führten zu der Entscheidung der Ausführung einer unterirdischen, die tiefe Rinne überspannenden Kolkbrücke.

Neben den bauzeitlichen Bodenerkundungen, die zwischen 1910 und 1913 ausgeführt wurden, sind im Zusammenhang mit Umbaumaßnahmen und der jetzt in der Durchführung

befindlichen Grundinstandsetzung vorwiegend die Lagerungsverhältnisse der Austauschböden bzw. die Übergangsbereiche der holozänen zu pleistozänen Schichten/Gründungshorizonte erkundet/überprüft worden. Es konnte weitestgehend eine lockere Lagerungsdichte der Verfüllbereiche und eine mindestens mitteldichte Lagerung der pleistozänen Sande festgestellt werden.

2.3 Baulogistik der Grundinstandsetzung des Pergamonmuseums

Aufgrund der exponierten Insellage des Pergamonmuseums mit der Begrenzung des Baufeldes durch der Bahntrasse im Norden, dem Kupfergraben im Westen, der Spree im Osten und dem Neuen Museum / NEG im Süden (Bilder 7 und 8) sind notwendige Baustelleneinrichtungsf lächen nur stark begrenzt vorhanden und die logistische Erschließung der Baustelle eingeschränkt möglich.

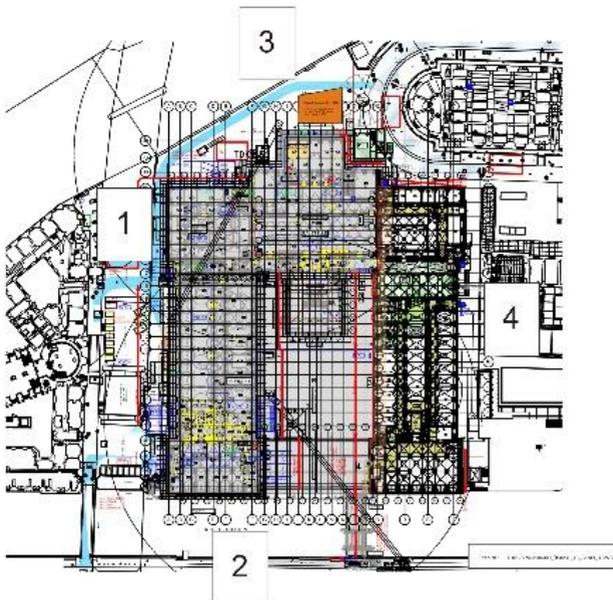


Bild 7: Übersicht PMU auf der Museumsinsel, (1) Bahntrasse DB AG, (2) Kupfergraben, (3) Spree (4) Neues Museum / NEG – Quelle: Basisplan: D10178PMU10A300_ÜS8231_1D, BBR

Entsprechend des Logistikkonzeptes für die Grundinstandsetzung erfolgte der Hauptzugang zur Baustelle über die Brücke am Bodenmuseum, einer Baubehelfsbrücke über den Kupfergraben und einer Ausweichzufahrt über den Kolonnadenhof. Bei Andienung von Baugeräten und Material mussten diese von der Behelfsbrücke (Tor 6) mittels Kran auf das Forum gehoben werden, eine direkte Zufahrt auf das Forum war nicht vorgesehen. Für die logistische Erschließung waren weiterhin der Straßenbahnverkehr parallel zum Kupfergraben, der Wasserstraßenverkehr der Spree und auf dem Kupfergraben sowie Einschränkungen infolge Auflagen der Deutschen Bahn zu beachten. Die Anlieferung auf die Baustelle war über die Behelfsbrücke verbunden mit dem Einheben mittels Turmdrehkran oder Mobilkran (Bild 9) vorgesehen. Bei der intensiven Krannutzung durch die Hochbaugewerke und den Gerüstbau war eine Einschränkung der Verfügbarkeit, insbesondere für kurzfristige technologiebedingte Einsätze gegeben.



Bild 8: Übersicht Baustelle-PMU auf der Museumsinsel, Blick in Richtung Am Kupfergraben

Die Spezialtiefbauarbeiten fanden unter sehr beengten Verhältnissen überwiegend im Untergeschoß statt. Die notwendigen Maschinen und Geräte konnten über Einbringöffnungen im Forum oder über die Fassadenöffnung in das Gebäude eingebracht werden und mussten über die vorhandenen Wanddurchbrüche / Türdurchgänge zwischen

den einzelnen Gebäudeabschnitten ggf. über Rampen rangieren. Zusätzliche Öffnungen im Außenmauerwerk waren unter dem Aspekt des Denkmalschutzes nicht vorgesehen. Die beschriebene logistische Erschließung der Baustelle erwies sich bald als hinderlich für einen kontinuierlichen Baufortschritt, insbesondere für den Spezialtiefbau. Für die Erhöhung der Effizienz auch mit größerer und leistungsfähiger Gerätetechnik war es daher erforderlich, eine direkte Befahrung der Baustelle zu ermöglichen. Auch im Zusammenhang mit dem notwendigen Einsatz eines Großbohrgerätes im Tempietto zur Tiefenentrümmerung war der Aufbau einer Zufahrtmöglichkeit vom Kupfergraben auf das Zentralebaufeld 4.Flügel/Forum/Tempietto unabdingbar. Die Untersuchung verschiedener Lösungsvarianten (Umrüstung des vorhandenen Turmdrehkrans, Einsatz Mobilkran, Teilrückbau Forum und Schüttung einer Rampe an vorhandenes Podest Tor 6, mobile Brückenkonstruktion) ergab keine Möglichkeit der Schaffung einer geeigneten Zugänglichkeit / Transportmöglichkeit in das Tempietto.



Bild 9: Umsetzen eines Bohrgerätes mittels Turmdrehkran

Daher erfolgte durch die ARGE Baugrube PMU II der Vorschlag eine Stahlbau-Brückenkonstruktion (Bild 10) entlang des Südflügels bis zum Tempietto aufzubauen. Neben der Schaffung der An- und Abtransportmöglichkeit für ein Großbohrgerät zum Ausbohren der unterirdischen Bausubstanz konnte die vorgeschlagene Konstruktion für die Gesamtbaumaßnahme als Erschließungs- und Transportweg genutzt werden. Neben dem

3. Sanierung, Grundinstandsetzung, Neubau

3.1 Allgemeine Vorgehensweise zur Herstellung der Baugruben

Für das im Zeitrahmen 1910 bis 1936 erbaute Gebäude besteht ein dringender Sanierungsbedarf. Im Zuge der nunmehr laufenden Grundinstandsetzung und Ergänzung soll das dreiflügelige Gebäude umfänglich den aktuellen Ansprüchen folgend saniert und bis dato nicht realisierte Gebäudeteile hinzugefügt werden. Die Arbeiten erfolgen in zwei Bauabschnitten, dadurch wird es ermöglicht, das Museum auch weiterhin, wenn auch nur teilweise, für Besucher zugänglich zu halten.

In einem ersten Bauabschnitt (2013 bis 2024) erfolgt die Sanierung der Bauteile Nordkopf, Nordflügel, Mittelbau Nord, Mittelbau Mitte und Forum. Für die Bereiche Tempietto und 4. Flügel erfolgt eine Vervollständigung/Ergänzung des Bestandes. Gleichzeitig erfolgt im Pergamonmuseum die bauliche Umsetzung der archäologischen Promenade, die alle Gebäude der Museumsinsel unterirdisch verbinden wird.

Nach Fertigstellung des Bauabschnittes A (BA-A) und dem Wiedereinzug des Museums in die neuen Räume erfolgt in einem zweiten Abschnitt die Sanierung des Südflügels, des Südkopfes und des Mittelbau Süd (BA-B).

Die Grundinstandsetzung des Gebäudes begann mit der Ertüchtigung der Fundamente und Tieferlegung der Kellergeschoßsohle. Hierzu waren planmäßig folgende Arbeitsschritte vorgesehen:

1. Sondierungsbohrungen im Baugrund und Baugrundverfüllung der Gewölbestrukturen im Kellergeschoß
2. Rückbau der vorhandenen Fußbodenaufbauten und der Bodenplatte
3. Fundamentunterfangungen und Trogbaugruben im Düsenstrahlverfahren
4. Herstellung der Mikropfähle
5. Baugrubenaushub im Schutz einer Grund- und Restwasserhaltung
6. Herstellung Planum mit Drainage- und Sauberkeitsschicht

Parallel zu den Tiefbaumaßnahmen begann der Rohbau in den fertiggestellten Bereichen mit der statischen Ertüchtigung des Bestandes und mit der Herstellung der WU-Konstruktionen.



Bild 11: Rückbau der Bodenplatte, Fundamentunterfangungen, Herstellung Mikropfähle

Bei der Ausführung war vorgesehen, in die Bestandstruktur eine DS-Sohle einzudüsen, wobei die aufgehenden Fundamente als dichtende Wand der herzustellenden Trogbaugruben dienen sollten. Aufgrund von starken Defiziten bei der vorbaulichen Bestandserkundung traten wesentliche Abweichungen vom auszuführenden Bau-Soll zum angetroffenen Bestand auf.

Eine stark variierende Fundamentgeometrie, aufgelöste Fundamentstrukturen (Gewölbe) und qualitativ minderwertiger Beton (Bild 12) mit einer hohen Durchlässigkeit im Gründungsbereich erforderten eine permanente baubegleitende Anpassung der DS-Arbeiten. Neben der Herstellung von horizontalen Dichtelementen wurde daher auch das Düsen von vertikalen Dichtwänden vor den Fundamenten notwendig.

Da große Teile der Ausstellungsstücke des Pergamonmuseums als Bestandteil der Außenwände nicht vor Baubeginn demontiert werden konnten (Bild 14), war ein besonderes Augenmerk auch auf nur geringfügige Setzungen zu legen.



Bild 12: Stark durchlässige Bestandsfundamente

Daher wurden zur Stabilisierung der Einzelstützenfundamente vor Beginn der Arbeiten zur Herstellung der DS-Tröge Ergänzungssäulen zur Tieferführung der Gründung unter den eigentlichen Dühshorizont der Trogbaugruben ausgeführt (Bild 13).

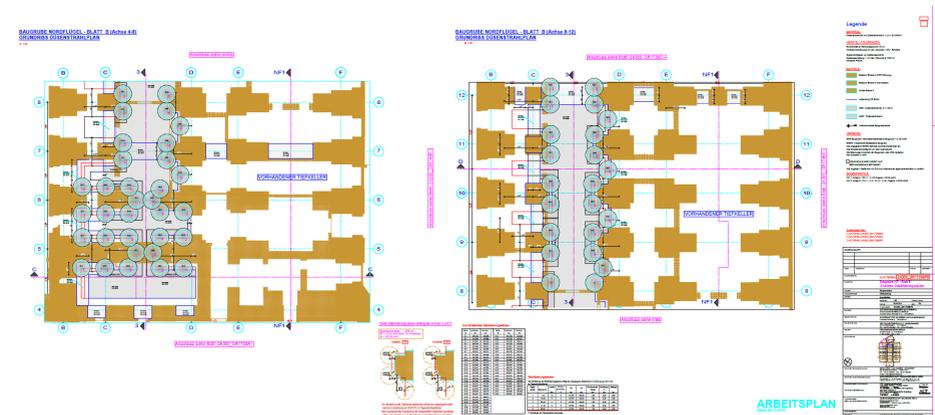


Bild 13: Stabilisierungssäulen vor Beginn der Arbeiten zur Herstellung der DS-Tröge

Quelle: WM-Planung Arge PMU II



Bild 14: Nicht demontierbarer Bestand, Pergamonaltar, Markttor von Milet

3.2 Teilbaugrube Tempietto

3.2.1 Ursprüngliche Planung – erschwerter Fortschritt

Im Baufeld Tempietto ist ein Untergeschoß zur Fortführung der Archäologischen Promenade und für die umfangreichen TGA-Anlagen bis auf das Niveau ca. +27,80 m NN vorgesehen. Da das Grundwasser bei ca. 30,80 m NN ansteht, sah die ursprüngliche Planung zur Abdichtung der Baugrube gegen Grundwasser die Herstellung einer Trogbaugrube bestehend aus einer tief liegenden DS-Sohle und den DS-Unterfangungskörpern der Bestandswände als vertikale Abdichtung vor. Die Anordnung der DS-Sohle war hierbei bei in einer Tiefe von +25,50 m NN bis +24,30 m NN (Bild 15) geplant.

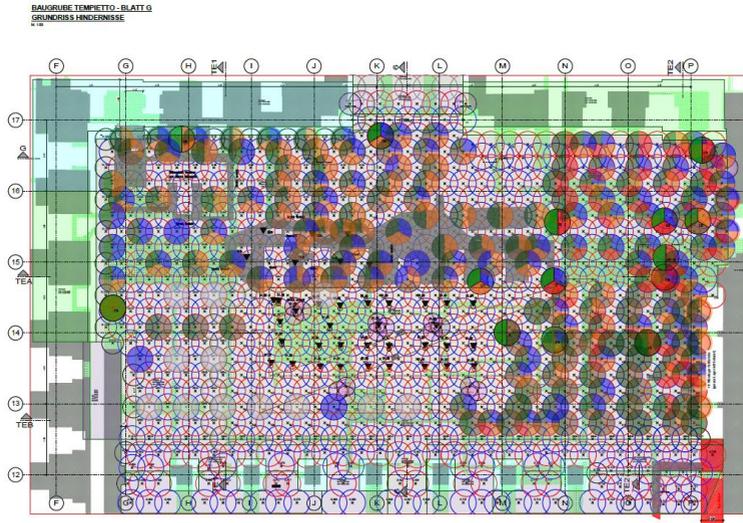


Bild 15: Bohrraster zur Herstellung der DS-Sohle im Tempetto

Quelle: WM-Planung Arge PMU II



Bild 16: Bohr- und DS-Bereiche zur Herstellung der Dichtsohle im Tempetto

Quelle: WM-Planung Arge PMU II/GuD

Die Arbeiten im Tempietto begannen nach dem bauseitigen Abbruch mit dem Abteufen von Mikropfählen zur Durchführung der Pfahlprobelbelastungen. Hierbei wurden großflächig tiefreichende Hindernisse im Baugrund angetroffen. Diese ragten zum Teil bis deutlich unterhalb des Tiefenhorizonts der geplanten DS-Sohle. Um bei der Herstellung der DS-Sohle keine Düsschatten und damit Undichtigkeiten entstehen zu lassen, mussten die Hindernisse im Vorfeld flächendeckend beraumt werden (Bild 17). Zur Beraumung der angetroffenen Hindernisse im Baugrund und Grundwasser wurde der Einsatz eines Großbohrgerätes beschlossen. Die Ausbohrarbeiten stellten sich jedoch auf Grund der diversen Hindernisse wie Holz und insbesondere horizontal liegende, in mehreren Lagen im Mauerwerk eingebundene Stahlträger, Mauerwerk, Beton und Altgründungspfähle (Lorenzpfähle) als sehr beschwerlich, kosten- und zeitintensiv heraus.



Bild 17: Tiefenberäumung der Hindernisse mit einem Großbohrgerät

3.2.2 Von den Problemen zur Lösung: Teilbaugrube Tempietto

Aufgrund der im Tempietto vorhandenen massiven, teilweise bis unterhalb des Niveaus der geplanten DS-Sohle ragenden unterirdischen Bausubstanz ergab sich die Notwendigkeit einer Änderung der technologischen Vorgehensweise mit dem primären Ziel einer zeit- und kostengünstigen Lösung. Das vollständige Auskernern der Althindernisse bis zum Niveau

der DS-Sohle hätte zu einer wesentlichen Verlängerung der Ausführungszeit geführt. Daher wurden unterschiedliche Varianten untersucht und bewertet.

Variante 1: Einsatz von Zusatzgeräten

Durch die Begrenzung der Tragfähigkeit der Zufahrtsbrücken konnte nur Geräte mit einem maximalen Gewicht von 60 bis 70 Tonnen eingesetzt werden. Das Gewicht effizienterer Geräte lag über der zulässigen Brückenlast der Behelfsbrücke. Demzufolge hätte zur Leistungssteigerung maximal ein vergleichbares Gerät vor Ort eingesetzt werden können. Aufgrund der begrenzten Baufeldgröße und der benötigten Entsorgungswege war der Einsatz eines zweiten Gerätes über einen längeren Zeitraum nicht möglich.

Variante 2: Beschaffung von effizienteren Bohrwerkzeugen

Überprüft wurde die Eignung eines Tieflochbohrhammers zur Beseitigung der in Beton eingebetteter Stahlträger. Die gravierend unterschiedlichen Beseitigungstechniken eines Stahlträgers bzw. Fels-/Betonhindernisse würde zu einem ständigen Wechsel des Bohrgerätes/Werkzeugs führen. Zudem würde sich, durch die verfügbaren Tieflochbohrhammern mit einer reduzierten Bohrgarnitur von 760 mm, die Anzahl der notwendigen Beräumungsbohrungen deutlich erhöhen.

Variante 3: Tieferlegung der horizontalen Trogabdichtung

Eine Verlegung der Horizontalabdichtung des Troges unterhalb der angetroffenen Hindernisse ermöglicht bei erfolgreicher Ausführung den Rückbau der Altsubstanz im Trockenen. Unterhalb der Hindernisse wurden jedoch die Unterkanten des Widerlagers der Kolkbrücke und nicht ausgetauschte organische Böden erwartet. Eine Belastung dieser hätten zu unkontrollierten Verformungen im Gesamtgefüge sowohl des Südflügels als auch an den benachbarten Bauteilen führen können.

Variante 4: Hochliegende DS-Sohle

Aus einer Anhebung der horizontal abdichtenden DS-Sohle auf eine Höhe von ca. +27,20 m NN unter Gelände ergab sich eine Reduzierung der Länge der Hindernisbohrungen von ca. 3 Metern. Dieses Verfahren würde eine Zeiteinsparung von ca. drei bis vier Monaten bedeuten. Die statische Sicherheit des Überganges der hochliegenden Sohle

im Bereich 3 (Bild 16) zur tiefliegenden Sohle in den Bereichen 1+2 könnte durch eine geeignete Dimensionierung der Bohrpfahlwand erreicht werden.

Variante 5: Anhebung der horizontalen Trogabdichtung: Unterwasserabbruch im Schutz einer umschließenden Bohrpfahlwand im Bereich der tiefliegenden Hindernisse – 1/3 der Tempietto-Fläche und anschließende Ausführung einer Unterwasserbetonsohle. (Ausführungsvariante-Bilder 18 und 19)



Bild 18: Gewählte und ausgeführte Variante: Hochliegende UW-Beton-Sohle, umschließende Bohrpfahlwand, Unterwasserabbruch

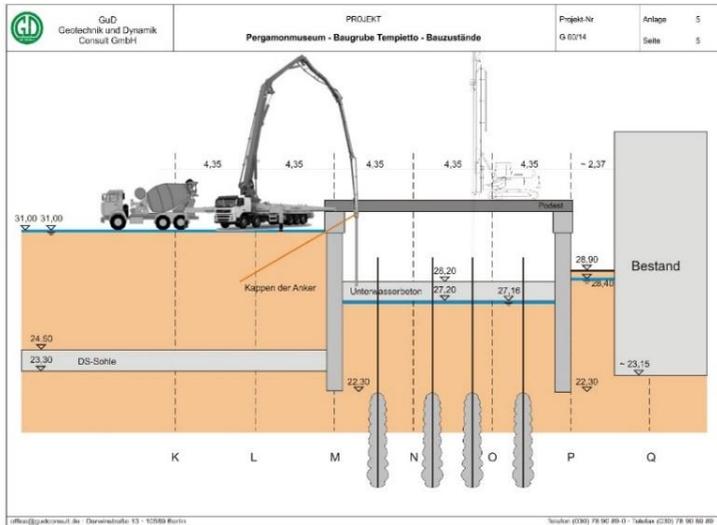


Bild 19: Gewählte und ausgeführte Variante: Ausführungsphase UW-Beton-Sohle

Eine signifikante Reduzierung der Bauzeiten konnte grundsätzlich nur durch die Minimierung des Aushub-/Abbruchvolumens erreicht werden. Mit Veränderung des statischen Systems der Trograugrube und Ausführung der horizontalen Abdichtung als Unterwasserbetonsohle wurde das Rückbauniveau um ca. 2,2 m angehoben.



Bild 20: Ausführung der Bohrpfehlwand unter Einsatz des Auskernbohrgerätes

Die Herstellung einer Unterwasserbetonsohle, die unmittelbar unterhalb der gewünschten Aushubebene lag, erforderte jedoch die Erstellung eines umlaufenden biegesteifen Baugrubenverbau. Dieser wurde als Bohrpfahlwand unter Einsatz des vor Ort tätigen Auskernbohrgerätes ausgeführt. Die ausgeführte Bohrpfahlwand führte auch eine Trennung zur benachbarten sehr heterogenen, nicht eindeutig erkundeten Bausubstanz herbei. Nach Herstellung der umfassenden Bohrpfahlwand erfolgte der Aushub vom Querpodest nach Zerkleinerung der unter Wasser befindlichen Restsubstanz. Die Rückbaumaßnahme erfolgte in Gänze unter Wasser (Bilder 18 und 21).

Um auszuschließen, dass die notwendige Energie zur Zertrümmerung der unterirdischen Bausubstanz inklusive der eingebetteten Stahlträger zu einer Gefährdung der benachbarten Bausubstanz und Exponate führt, wurde im Vorfeld dieser Maßnahme ein Rückbauteil zur Optimierung der einzusetzenden Geräte und Technologie durchgeführt.



Bild 21: Aushub der Altsubstanz unter Wasser

3.2.3 Statische Randbedingungen und Abhängigkeiten

Das Baufeld Tempietto bestand somit aus zwei getrennten Teilbaugruben (Bild 16). Bei der Herstellung mussten daher die unterschiedlichen Aushub- und Grundwasserstände eng abgestimmt werden. So wurde zum Beispiel Frischwasser in die Teilbaugrube geführt, um ein Absinken des Grundwasserstandes durch den Nassaushub zu verhindern. Weiterhin musste die kontinuierliche Abfuhr des Nassaushubes gewährleistet werden, um die zulässige statische Belastung auf die rückverankerte Trennbohrpfahlwand einzuhalten. Um etwaige Undichtigkeiten aufgrund der Hindernisse ca. 1 m oberhalb der hergestellten DS-Sohle vorab zu orten, wurde eine thermische Leckortung durchgeführt. Beim Abbruch der Teilbaugrube war die in das Baufeld ragende Rückverankerung der Bohrpfahlwand zu schützen. Die hergestellten Mikropfähle im Bereich der Teilbaugrube hatten eine doppelte Funktion: sie dienten einerseits zur Sicherung der Sohle gegen Auftrieb und auch dem späteren Lastabtrag.

3.3 Problem: unbekannte Gründungsverhältnisse – Lösung Besichtigungsbaugrube

Entsprechend der Ausführungsplanung sollten die vorhandenen Bestandsfundamente als dichtendes Element der Trogbaugrube dienen. Die südliche Baugrubenbegrenzung bildeten die Fundamente des Mittelbau Süd, für das hier vorhandene Widerlager der Kolkbrücke lagen jedoch keine verlässlichen Unterlagen zu geometrischen Abmessungen und Realisierungsart vor. Daher wurde mit einer händisch auszuhebenden Besichtigungsbaugrube eine Erkundung des Abschnittes sowohl im Innen- als auch im Außenbereich vorgenommen. Um den Aushub im Trockenen durchführen zu können, wurde die Ausführung einer hochliegenden DS-Abschirmung auf der Ordinate ca. +27 m NN auf der gesamten Baugrubenbreite festgelegt. Die Auswertung der Herstellprotokolle der Erkundungsbohrungen in Achse P hatte ergeben, dass der anschließende Bereich in Richtung Südflügel weitgehend hindernisfrei ist. In diese Freiräume wurde eine DS-Säulenreihe gedüst. Der restliche Bereich, der sich durch große Dichte von Hindernissen auszeichnete, wurde mit Einzel-DS-Säulen abgedichtet. Die Zielsetzung der DS-Abdichtung in diesem Bereich war die Herstellung einer horizontalen Absperrschicht, die aus DS-Zusatzsäulen und der Restsubstanz bestand. Da die Wahrscheinlichkeit der Wasserwegigkeit in diesem Bereich sehr hoch war, wurden Vorkehrungen für eine zusätzliche Havariewaterhaltung getroffen.



Bild 22: Tempietto-Besichtigungsbaugrube zum Südflügel/Kolkbrücke

Das Ziel der Besichtigungsbaugrube war die Feststellung der Lage des Kolkbrückenwiderlagers und der Qualitäten der nördlichen Begrenzungswand des Südflügels und hier insbesondere des Abdichtungsvermögens für die Trogbaugrube sowie die mögliche räumlich/bauliche Anordnung der Archäologischen Promenade.

Anlage 3, Seite 2, zum Schreiben vom 14.09.2015

Idealisierte Ansicht der erkundeten Außenwand TE-SF / Kolkwiderlager
mit Darstellung des historischen Längsschnitts SF inkl. Vermesseraufmaß

ACP
ARCHÄOLOGISCHES
PROJEKT

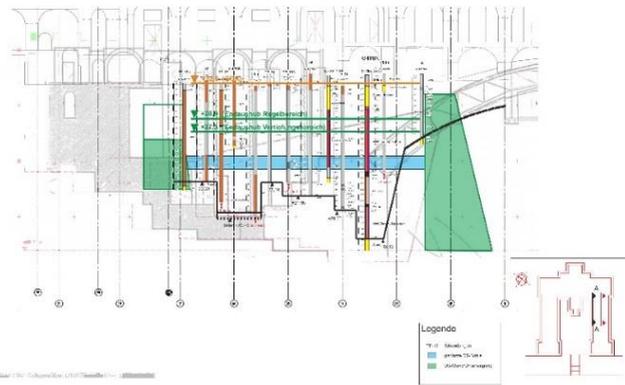


Bild 23: Südwand der Besichtigungsbaugrube Tempietto– Darstellung Kolkbrückenwiderlager aus Archivunterlagen und Ergebnisse der Kernbohrungen durch die Substanz, Quelle: ACP/CRP

3.4 Das Forum

Eine Besonderheit bei der Herstellung der Baugruben im PMU stellten die Arbeiten im Forum dar. Die konstruktive Ausbildung des Bestandes besteht hier aus 71 flachgegründeten Einzelstützen. Aufgrund der Lage des Forums im Bereich der sehr tiefen Einkolkung und damit verbundenen Gründung in der Auffüllung, musste hier bei der Ausführung der Nachgründungen mit großen Setzungen gerechnet werden. Zumal im Vorfeld der Spezialtiefbauarbeiten eine vorhandene horizontale Aussteifungsebene, bestehend aus mehreren die Einzelstützenfundamente verbindenden Stahlträgern abgebrochen werden musste. Weitere Setzungen wurden aus dem Abteufen der Mikropfähle nahe der Einzelstützen im sehr locker gelagerten Baugrund erwartet. Mit dem Beginn der Abbrucharbeiten und den parallelen Mikropfahlarbeiten wurden die Befürchtungen bestätigt. Es kam zu Setzungen bis zu 5 cm (Bild 24).

Zur Fortsetzung der Arbeiten wurde daher im Bereich des Baugrubenplanums eine temporäre bewehrte Stabilisierungsebene angeordnet, von welcher dann die Mikropfahlerstellung (Bild 25) erfolgte.

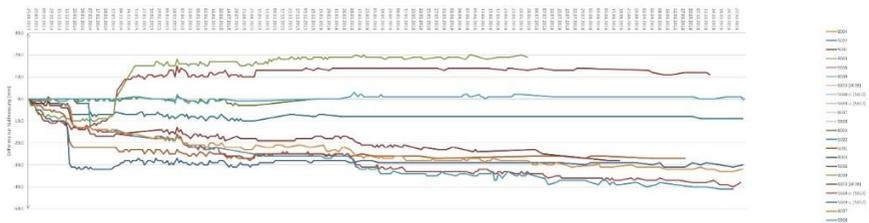


Bild 24: Forum Achsen 4-10 Setzungsverlauf über die Bauzeit

Mit dieser Maßnahme und der ergänzend durchgeführten Anpassung der Mikropfahlerstellungstechnologie (Verpressen des Mikropfahles bis OK-Bohransatzpunkt mit höheren Drücken, größerer Pilgerschritt) konnten die auftretenden Setzungen auf ein Minimum reduziert werden (Bild 24).



Bild 25: Herstellung der bewehrten Sicherungssohle sowie anschließende Mikropfahlherstellung

4. Reaktionsmonitoring als wesentliches Instrument der qualitätssichernden Überwachung

Die Komplexität des Bauwerkes und hier insbesondere der Gründungselemente in Verbindung mit den bereits in der Errichtungsphase vor Ort realisierten pragmatischen Lösungsansätzen erlaubte nur eine eingeschränkte Extrapolation der punktuellen Berechnungsergebnisse des gewählten Bemessungsmodells. Die Vielfalt möglicher Bemessungsparameter und gleichzeitig die hohen Anforderungen an das Verformungsverhalten insbesondere der denkmalgeschützten Strukturen mit eingebetteten Großexpanten führten zu der Notwendigkeit eines Monitorings, das die Planungsbeteiligten in die Lage versetzen sollte die Antwort des Bauwerkes auf das Baugeschehen im Sinne der gültigen Standsicherheitsnachweise und restauratorischen Empfehlungen zu bewerten.

Zu den Besonderheiten des Pergamonmuseums zählt eine Vielzahl von Großobjekten, die in dem statischen Gefüge des Gebäudes fest eingebaut sind. Hierzu gehört nicht nur der Große Altar und das Pergamonfries, sondern auch das Propylon des Rathauses von Milet, das Säulenjoch des Athena-Tempels aus Pergamon und viele weitere antike Objekte, die vorwiegend im Helenistischen Saal den Besuchern präsentiert wurden. Für diese Objekte haben die Restauratoren eine Kategorisierung des Gefährdungspotenzials vorgenommen. Auf dieser Grundlage sind alle ortsfesten Monumente einer Gefährdungspotenzialklasse (GP01 bis GP03) zugeordnet worden (Bild 26).

ANT 3.1	Milet, Propylon des Rathauses Das Monument steht in einer Raumecke; hohe aufgelaste Konstruktion auf langrechteckigem Sockel, eine Ecksäule und ein vor der Wand stehender Antenpfeiler (aus Gusssteinen) sind durch einen aufgelagerten Architrav verbunden, der giebelseitige Architrav bindet direkt in die Wand ein; ungleiche Setzungen des Sockels können zu Schäden führen, die sich bis in die Säule fortsetzen; Risiko der Erhöhung der Kantenpressung der dünnwandigen Säule (Hohlkammer)
ANT 3.3	Pergamon, Propylon des Athena-Heiligtums Mehrgliedriges, zweigeschossiges Monument längerer Ausdehnung vor einer Wand, Architrave und zusätzliche Aufbauten ü. EG und OG werden von jeweils vier freistehenden Rundsäulen sowie vier Plastrern vor der anliegenden Wand getragen; unterschiedliche Setzungen einzelner Bereiche können zu Brüchen in der Gesamtstruktur führen; Risiko der Schiefstellungen der aufstehenden Bauteile, Erhöhung der Kantenpressungen der Pfeiler und Brüstungsplatten OG sowie von Schäden in den Anschlussbereichen an die Wand; diesem Monument muss besondere Aufmerksamkeit gelten.
ANT 3.6	Priene, Säulenloch und ionische Innensäule der Heiligen Halle am Markt Zwei Säulen mit einem aufliegenden Gebälk und einer daneben frei stehenden Säule; das Gebälk des Säulenlochs besteht aus drei Lagen von Kunststeinblöcken, jeweils mit integrierten antiken Originalfragmenten; Anbindung des Gebälks an die anliegende Wand mit innen liegenden Stahlträgern; Risse in Stufenbau- und Gebälkzone durch unterschiedliche Setzungen möglich; Risiko der Schiefstellungen der Säulen bzw. Auftreten von asymmetrischen Belastungen und von Zwangskräften
ANT 3.9	Pergamon, dorisches Säulenloch der Hallen des Oberen Marktes Konstruktion mit zwei Rundsäulen auf langrechteckigem Sockel und aufliegendem Gebälk; Schäden sind vor allem im Sockel und möglicherweise auch im Gebälkaufbau möglich; Risiko der Schiefstellungen der Säulen bzw. Auftreten von asymmetrischen Belastungen und von Zwangskräften
ANT 3.10	Magnesia am Mäander, Westfront des Zeus-Sosipolis-Tempels Massiver, ausgedehnter Stufenunterbau, hoch aufgehende Säulenfront vor an der Wand stehenden Antenpfeilern, Deckenplatte auf Architravlage (Eisenträger innenliegend spannen von Wand zu Monumentfront, freistehender Giebel über Säulenfront (Sicherung, Verstärkung Rückverankerung Dez. 2011), Schäden im Sockel, den Säulen und im Deckenbereich möglich; Risiko der Schiefstellungen der Säulen bzw. Auftreten von asymmetrischen Belastungen und von Zwangskräften sowie von Schäden in den Anschlussbereichen an die Wand
ANT 3.12	Magnesia am Mäander, Säulenloch des Artemis-Tempels Konstruktion mit zwei hohen Rundsäulen auf langrechteckigem Stufenbau und aufliegendem hohen

Bild 26: Auszug aus der Liste der Gefährdungspotenzialklassifizierung der Monumente (GP03), Quelle Architekturbüro Klessing, 2014

Im Ergebnis der vorgenommenen Klassifizierung konnte festgestellt werden, dass die in der Gefährdungspotenzialgruppe GP03 aufgeführten Monumente nur geringfügige Gebäudeverformungen schadensfrei aufnehmen können. Da eine Kompensation der möglichen Setzungen durch Sicherungsmaßnahmen an den Monumenten selbst nicht möglich war, mussten die Anforderungen an das Verformungsverhalten des Gebäudeteils in denen die betroffenen Großmonumente verankert waren, überprüft werden. Unter Beachtung dieser wesentlichen Informationen sind von den Planungsbeteiligten weitere Optimierungen der Bauabläufe der Grundinstandsetzungsmaßnahme des Pergamonmuseums vorgenommen worden. Das Hauptaugenmerk ist auf Rückbau- und auch Spezialtiefbaumaßnahmen gelegt worden. Es galt den als kritisch angesehenen Grenz- und Alarmwert für Setzungsdifferenzen von 7 mm bis 10 mm bzw. 10 mm bis 15 mm für das relevante Stützenrastermaß von 5 m mit geeigneten Maßnahmen zu gewährleisten. Auf der Grundlage detaillierter Analysen der Solidität der Ausstellungsstücke selbst und auch der Art deren Integration in die Struktur des Museumsgebäudes wurden durch den Tragwerksplaner - Büro CRP Aussteifungselemente und Baubehelfskonstruktionen für die gefährdeten Stellen entworfen und im Rahmen eines Havarieplanes logistisch zum Einbau vorbereitet.

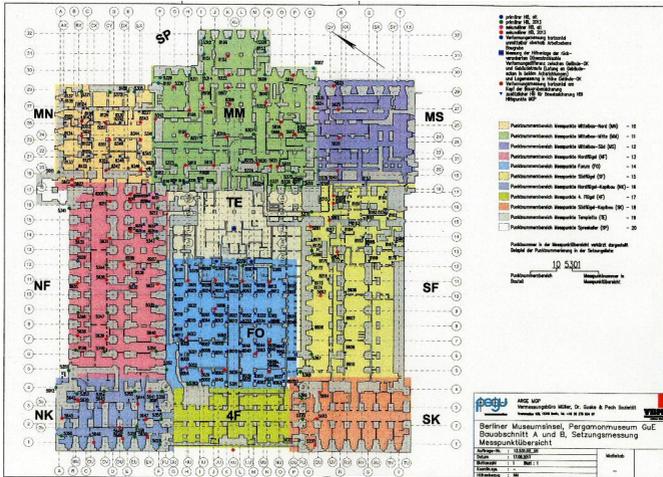


Bild 27: Anordnung der Messpunkte für die geotechnischen Setzungsmessungen in der Ebene 00, Quelle Arge MGP

Zur Erfassung der an den Monumenten relevanten Verformungen und Überwachung der festgelegten Alarm- und Grenzwerte sind im Pergamonmuseum Lage- und Neigungsmessungen zur Ermittlung der Neigungsänderungen der betreffenden Bauwerksteile sowie Setzungsmessungen als diskontinuierliche und in der Ebene 10 und 20 auch als kontinuierliche Messung (Schlauchwaagenmesssystem) zum Schutz der dort verbleibenden Kulturgüter durchgeführt worden. Die Ergebnisse der Setzungen und Setzungsdifferenzmessung ermöglichten eine zuverlässige Beurteilung der Stand- und Verkehrssicherheit der Gebäudeteile und der eingebetteten Monumente während der Bautätigkeit. Zur Überwachung des Setzungsverhaltens sind in der Ebene 00 (Bild 27) des Pergamonmuseums rund 97 primäre Setzungsmesspunkte, 61 sekundäre Setzungsmesspunkte, 14 Lagemesspunkte zur Überwachung der Gebäudeschiefstellung und 30 Lagemesspunkte zur Erfassung von Horizontalverschiebungen installiert worden.

Neben den Verformungen aus Änderungen der Tragstruktur führten auch dynamische Beanspruchungen – Erschütterungen aus Umsetzung der Grundinstandsetzungsmaßnahme zu relevanten negativen Einwirkungen sowohl auf die Gebäudestruktur als auch auf die darin eingebetteten Monumente. Zur Abschätzung der Sensitivität der Exponate

wurden im Vorfeld der Baumaßnahme vom Büro BeSB dynamische Messungen zur Feststellung der tatsächlichen Erschütterungsempfindlichkeit der Einzelobjekte durchgeführt.

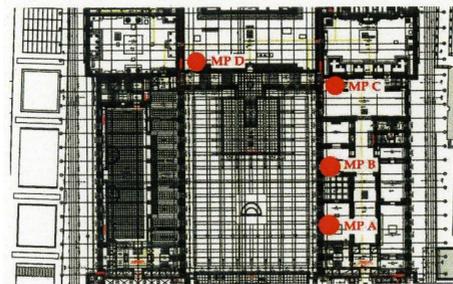


Bild 28: Lage der Messpunkte für das Schwingungsmonitoring, Quelle Konzept Rissmonitoring BeSB GmbH Berlin

Als Grenzwert für Schwingungsbelastung ist die gemessene Schwinggeschwindigkeit aus dem Besucherverkehr, der bereits über lange Zeit einwirkte und bis dato zu keinen Schäden geführt hat, festgelegt worden. Dieser liegt an dem Aufstellort der Objekte bei $v_{\text{Grenz}} = 1 \text{ mm/s}$. Im Vorfeld der jeweiligen Maßnahme werden Bautechnologien bezüglich der Erschütterungsimmission bewertet. Unter Beachtung der vor Ort festgestellten relativ hohen Eigendämpfung des Gebäudes wurde ein Konzept für ein Schwingungsmonitoring vom Büro BeSB erarbeitet. Als die permanent zu überwachenden Gebäudeteile sind der Mittelbau und Südflügel festgelegt worden. Die Schwingungssensoren wurden in Außenwandnähe innenhofseitig im Südflügel und Mittelbau installiert (Bild 28). In die Schwingungsüberwachung wurde eine automatische Alarmierung integriert, die bei Erreichen des Alarm/Grenzwertes eine entsprechende Meldung an die Verantwortlichen verschickt. Zur Verifizierung der Lage der Dauermesspunkte sind entsprechende Untersuchungen vor Ort und Übertragungsfunktion zwischen den Messpunkten und den verschiedenen Ausstellungsobjekten ermittelt und ausgewertet worden.

5. Und zum Schluss

Die Ertüchtigung der Gründung/Neugründung im historischen Bestand im Rahmen der Grundinstandsetzung und Ergänzung des Pergamonmuseums im Abschnitt A wird zum

Beginn des Jahres 2018 beendet sein. In enger konstruktiven Zusammenarbeit zwischen dem Bauherren –BBR, der ausführenden Firma – ARGE Implenia/Stump, den Planern ACP/CRP und WPM, dem Bodengutachter MKP, konnte die Maßnahme ohne nennenswerte Setzungen/Schädigung im Bereich der eingebauten Exponate und hier insbesondere im Gründungsbereich des Pergamonaltars durchgeführt werden. GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH hat die qualitätssichernde Überwachung der Spezialtiefbaugewerke ab August 2014 - im Auftrag des BBR's/Stiftung Preußischer Kulturbesitz ausgeführt.

Literatur

MKP Prof. Dr.-Ing. H. Müller-Kirchenbauer u. Partner GmbH; *Bericht zu den Untergrundverhältnissen Grundinstandsetzung und Ergänzung, Berlin-Mitte, 28.10.2004*

Oehmig, Hübner, Häfner; *Pergamonmuseum Historische Baukonstruktion, IRMITAS Band 2, Geymüller*

ACP/CRP; *Planungsunterlagen zur Grundinstandsetzung/Ergänzung des Pergamonmuseums*

BeSB GmbH Berlin; *Konzept Schwingungsmonitoring im Pergamonmuseum*

ProDenkmal; *Bewertung der Standsicherheit ausgewählter RUB-Objekte für die Umbaumaßnahmen im Rahmen des Bauabschnittes A, Mai/Juni 2014*

CRP; *Konzeption Messprogramm vom 04.07.2014*

Architekturbüro Klessing; *Gefährdungspotenzial Objekte ANT bei anzusetzenden Gebäudeverformungen BA-A vom Mai 2014*

Autoren

Josef-A. Patron, Dipl.-Ing.

patron@gudconsult.de

Ralph Keller, Dipl.-Ing.

keller@gudconsult.de

GuD Geotechnik und Dynamik Consult GmbH

www.gudconsult.de

Darwinstraße 13, 10589 Berlin

Tel.: 030 789089-0

Instrumentierung, Durchführung und geotechnische Begleitung von statischen Pfahlprobelbelastungen für den Neubau eines Öl- und Gasterminals in Baku, Aserbaidtschan

Falk Ulbricht, Till Singhal-Bohrmann, Falk Pappmeyer,
Fugro Germany Land GmbH

1 Einleitung

Im Rahmen der Erweiterung ein bestehendes Öl- und Gasterminal im Sangachal-Distrikt, eines der größten Industriestandorte im Südosten von Aserbaidtschan, wurde von Fugro eine komplexe geotechnische Baugrunderkundung sowie in der Folge ein umfassendes geotechnisches Monitoringprogramm in Form von Pfahlprobelbelastungen durchgeführt.

Der Sangachal-Distrikt liegt ca. 50 km südlich der Hauptstadt Baku. Der bereits 1996 errichtete erste Teil des Sangachal-Terminals (ST) wird durch ein von British Petroleum (BP) geführtes Konsortium betrieben. Hier wird Rohöl und Gas aus dem Kaspischen Meer aufbereitet und die produzierten Rohstoffe anschließend nach Europa weitergeleitet. Im Wesentlichen handelt es sich hierbei um eine einfache Transportaufbereitung, Zwischenlagerung sowie die Einleitung der Rohstoffe in die Transport-Pipelines. Der Sangachal-Terminal ist in diesem Zusammenhang der größte und wichtigste Knotenpunkt für ankommende Subsea-Pipelines von den Offshore Öl- und Gasfeldern im Kaspischen Meer sowie der Startpunkt von Pipelines die neben Europa auch Asien mit Öl, Gas und Gaskondensat beliefern.

Fugro wurde im November 2010 von BP mit den Arbeiten auf der geplanten Erweiterungsfläche (Sangachal Terminal, Shah Deniz Stage 2 - STSD2) beauftragt. Die Erweiterungsfläche hat eine Größe von ca. 11 km² und schließt direkt an das bestehende Sangachal-Terminal an. Es wurden im Zuge der Baugrunderkundung 119 Drucksondierungen und 69 Bohrungen bis in 60 m Tiefe abgeteuft. Zusätzlich wurden geophysikalische Erkundungen sowie ein umfassendes bodenmechanisches Laborprogramm an gestörten und ungestörten Bodenproben durchgeführt. Im Anschluss an die Baugrunderkundung waren die in den Gründungsempfehlungen übersetzten charakteristischen Bodenparameter mittels einer umfangreichen Pfahlprobelbelastungskampagne zu verifizieren.

2 Geologie und Bodenmechanische Eigenschaften

Im Ergebnis der Baugrunderkundung konnte der Untergrund in zwei wesentliche geologische Schichten unterteilt werden, wobei die obere Schicht mit einer Mächtigkeit von ca. 4 m bis 10 m als hochgradig wasserempfindlich einzustufen ist. Die obere feinkörnige Schicht, im Rahmen der Baugrunderkundung als Unit 1 bezeichnet, bedeckt den gesamten zur Bebauung vorgesehenen Bereich der Terminal-Erweiterungsfläche und besteht im Mittel aus einem Ton-Schluff-Sand Gemisch mit ca. 30% Ton, 60% Schluff und 10% Sand. Es handelt sich um einen relativ jungen Alluvial- bzw. Schwemmboden, der ein Verwitterungsprodukt der umliegenden Berge und Vulkanschlämme ist, welche ständig durch die im Gebiet vorhandenen aktiven Schlammvulkane an die Oberfläche befördert werden. Starke Regenfälle nehmen die Verwitterungsprodukte auf, schwemmen sie ins Kaspische Meer oder akkumulieren diese im küstennahen Talkessel rund um das Terminal. Im natürlichen Zustand liegt die Konsistenzzahl I_c des so sedimentierten Bodens in der Regel bei $> 1,0$, d.h. der natürliche Wassergehalt liegt unter der Plastizitätsgrenze. Die im natürlichen Zustand mindestens halbfeste Konsistenz der Unit 1 wird durch Verformungsmoduln E_{v2} von 40 MN/m^2 bis 140 MN/m^2 der statischen Lastplatte bestätigt. Im Mittel ergaben alle Lastplattenversuche der Unit 1 einen E_{v2} von 75 MN/m^2 . Abbildung 1 (links) zeigt eine Liner-Probe der Unit 1 aus 6,8 m bis 7,8 m Tiefe.



Abbildung 1: Unit 1 Liner-Probe (links) und poröse Struktur (rechts)

Die keksartige Bruchbild der Unit 1 ist typisch für Materialien mit einer porösen Struktur, die sich am ehesten mit der Struktur von Schaumglas vergleichen lässt. Die auf der rechten Seite der Abbildung 1 dargestellte poröse Struktur zeigt eine Porengröße von ca. $0,5 \text{ mm}$

bis 2,0 mm. Die Poren sind hierbei nicht immer mit bloßem Auge erkennbar. Bereiche mit und ohne sichtbaren Porenraum sind jedoch mehr oder weniger gleichmäßig über das zu betrachtende Baufeld verteilt. Neben den verhältnismäßig guten Trageigenschaften der Unit 1 im natürlichen Zustand neigt das Material unter Zugabe von Wasser je nach Auflastniveau zum Schwellen (1 bis 7% bei bis zu 12 kN/m² Auflast) oder zum Kollaps. Zur Bestimmung des Kollaspotentials wurden ungestörte Proben im modifizierten Ödometerversuch bei einer Auflast von 100 kN/m², 200 kN/m² und 400 kN/m² saturiert. Die höchste im Labor gemessene Sackung war 12,5%, wobei in diesem Fall die Wasserzugabe bei 100 kN/m² Auflast erfolgte. In diesem Zusammenhang muss darauf hingewiesen werden, dass das Kollaspotential von der Auflast abhängt und mit wachsender Auflast ebenfalls steigen sollte. Es stellte sich jedoch als nahezu unmöglich heraus, Proben mit annähernd gleichen bodenmechanischen Eigenschaften zu gewinnen und zu testen. Bereits die manuelle Probenahme von ungestörten Proben mit sichtbarer poröser Struktur sowie deren Bearbeitung im Erdbaulabor erwiesen sich als außerordentlich schwierig. Abbildung 2 veranschaulicht deutlich das Erosionspotential der Unit 1. Nach kurzen intensiven Regenfällen kann die Geländeoberfläche durch Erosion abgetragen werden. Die linke Darstellung zeigt den Start der Erosion nach mechanischer Bearbeitung der Geländeoberfläche, wobei lediglich die oberen 2 m abgeschoben und die neue Geländeoberkante planiert wurde.



Abbildung 2: Start (links) und voll ausgebildete Grabenerosion (rechts)

Wenn der so freigelegte Bereich eine poröse Struktur aufweist wird das Regenwasser nicht durch den oberflächlich gebildeten Schmierfilm abgeleitet, sondern führt durch Gully-Erosion zur Auflösung des Korngerüsts und wird durch die neu geschaffenen Kanäle in den Untergrund abgeleitet. Somit steigert sich die Fließgeschwindigkeit des Regenwassers, was wiederum zu einer Verstärkung des Erosionspotentials und letztendlich zu größeren Grabenerosionen führen kann. Jede Art von mechanischer Bearbeitung, Bebauung und Bewuchs kann somit Erosionsprozesse im ebenen Gelände auslösen. In Bereichen, wo das Oberflächenwasser nicht abfließen kann, führt dies im Laufe der Zeit zur Saturation, des mit Wasser bedeckten Bereiches und ggf. auch zu Sackungen, die wiederum zur Ansammlung von mehr Oberflächenwasser führen. Die linke Abbildung 3 zeigt Ergebnisse der Drucksondierung in Unit 1 im natürlichen Zustand. Der mittlere Sitzendruck q_c beträgt ca. 6 MN/m². In der rechten Abbildung ist die ca. 4 m mächtige Unit 1 komplett saturiert und zeigt einen mittleren Spitzendruck von weit weniger als 1 MN/m².

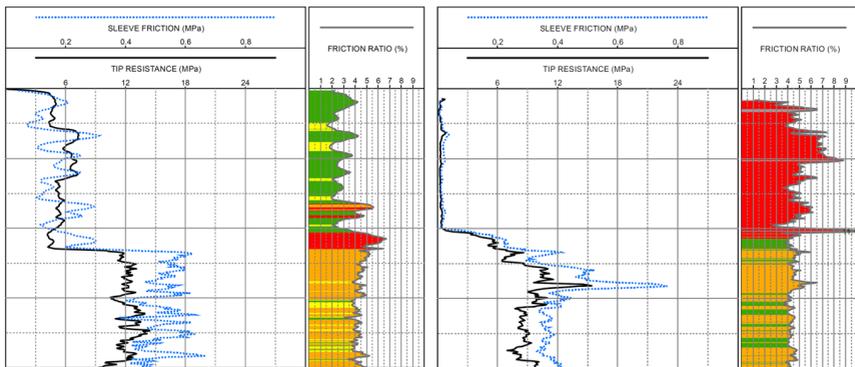


Abbildung 3: Ergebnisse der Drucksondierung in Unit 1

Die unterhalb der Unit 1 ab einer Tiefe von 4 m bis 10 m gelegene Unit 2 besteht nahezu zu 100% aus Tonmineralien und besitzt im Gegensatz zur Unit 1 kein signifikantes Schwell-, Kollaps-, oder Erosionspotential. Die Unit 2 ist verhältnismäßig homogen und kann durch eine mindestens steife bis feste Konsistenz charakterisiert werden. Abbildung 4 zeigt eine Liner-Probe der Unit 2 aus 31,7 m bis 33,2 m Tiefe.



Abbildung 4: Liner-Probe der Unit 2

Basierend auf den in der geotechnischen Erkundung gewonnenen Bodenkennwerten und den damit verbundenen Risiken für die Standsicherheit der geplanten Bauwerke hat sich BP in Übereinstimmung mit dem gebundenen Planer entschieden, die quellfähige und kollapsgefährdete Unit 1 nicht auszukoffern, sondern alle kritischen und hochbelasteten Bereiche des neuen Terminals auf Bohrpfählen zu gründen, um Hebungen und Setzungen auf ein Minimum zu begrenzen.

Neben der Bohrpfahlgründung wurde auch a) der Austausch des Unit 1 Materials mit geprüftem Füllmaterial und b) der Wiedereinbau der Unit 1 im verdichteten Zustand diskutiert. Beide Möglichkeiten wurden jedoch als zu kostenintensiv und technisch schwer umsetzbar verworfen. Im Rahmen der Feld- und Laborversuche konnte ebenfalls nachgewiesen werden, dass die Unit 1 nur mit unverhältnismäßig hohem Aufwand verdichtbar ist. Eine großflächige Verdichtung auf 98% Proctor-Dichte ($0,6 \text{ MNm/m}^3$ Verdichtungsenergie) war mit im Land verfügbarem konventionellem Verdichtungs- und Erdbaugeräten nicht möglich bzw. finanziell nicht darstellbar. Das Problem der Verdichtbarkeit und zum Teil schwerwiegende Hebungs- und Setzungserscheinungen unter Speichertanks und Rohrgestellen des unter großem Zeitdruck errichteten ersten Teils des Sangachal-Terminals (Early Oil Project), haben die Entscheidung für eine großflächige Tiefgründung von kritischen Anlagen unterstützt.

3 Pfahlprobelastungen von Test- und Bauwerkspfählen

3.1 Testprogramm

Nach der Durchführung der komplexen geotechnischen Baugrunderkundung in 2011 und weiteren ergänzenden Untersuchungen in 2012 wurde von Fugro von 2013 bis 2015 ein geotechnisches Pfahl-Monitoring-Programm in Form von Pfahlprobelastungen ausgeführt in dessen Verlauf verschiedene statische Zustände simuliert wurden. Wesentliches Ziel der Pfahlprobelastungen war es die Beiträge zur Pfahltragfähigkeit klar in Unit 1 und Unit 2 zu trennen, da wie bereits in Abschnitt 2 erläutert, die Unit 1 im natürlichen Zustand in gewissem Umfang tragfähig ist, aber infolge ihrer besonderen Eigenschaften auf den Beitrag aus Unit 1 verzichtet werden muss. In Abbildung 5 sind die verschiedenen Testaufbauten an den Testpfählen schematisch dargestellt.

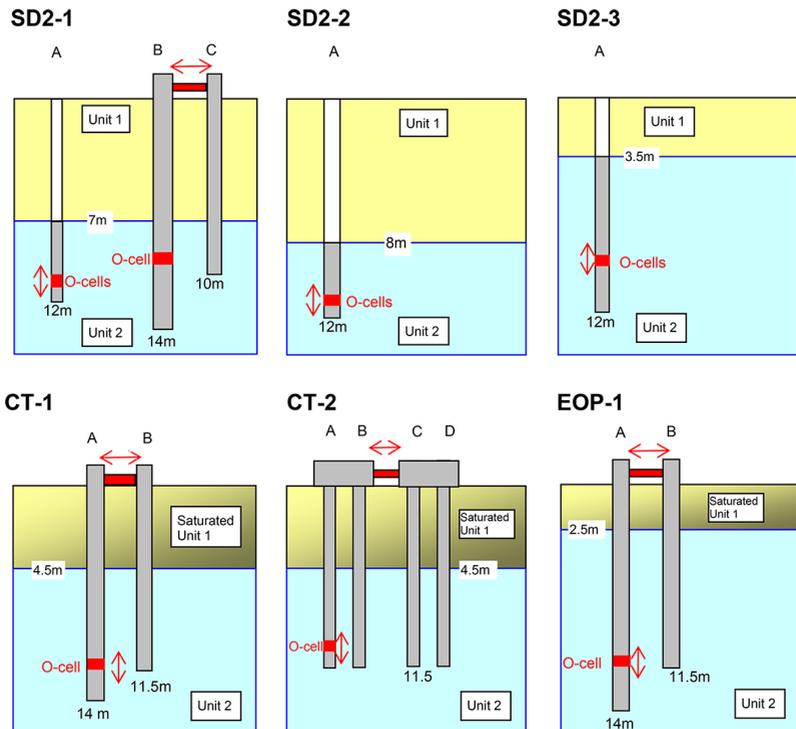


Abbildung 5: Testschemata der Probepfähle (Preliminary Piles)

Neben dem Kräfteintrag nach dem Osterberg-Verfahren mittels O-cell® wurden auf konventionellem Weg sowohl Vertikal-, als auch Horizontallasten am Pfahlkopf aufgetragen und mit verschiedenen messtechnischen Methoden während der Versuchsdurchführung überwacht. Das Messprogramm war in zwei wesentliche Feldkampagnen unterteilt. Zunächst wurden Probepfähle an ausgewählten Standorten bis zum Versagen statisch axial und horizontal belastet (Phase 1), um Grenzzustände zu ermitteln, das Pfahldesign zu optimieren und die in der Baugrunderkundung ermittelten geotechnischen Parameter zu überprüfen. Die Verifizierung der geplanten Lasten erfolgte in Phase 2 an Bauwerkspfählen nach den ICE Specifications for Piles and Embedded Retaining Walls, 2nd edition, 2006. Tabelle 1 enthält einen Überblick über die geprüften Probe- und Bauwerkspfähle.

Tabelle 1: Überblick über die geprüften Probe- und Bauwerkspfähle

Pile Type	Loading Method	Pile Designation	Pile Length [m]	Pile Diameter [mm]	Max Test Load [kN]	O-cell®	
Preliminary Pile	Bi-directional O-cell	SD2-1A	12	600	1230	2x230mm	
		SD2-1B	14	800	2630	1x330mm	
		SD2-2A	12	600	1420	2x230mm	
		SD2-3A	12	600	3610	2x230mm	
		EOP-1B	14	800	2260	1x330mm	
		CT-1	14	600	1700	2x230mm	
			CT-2	11	600	1330	2x230mm
	Lateral with hydraulic jack	SD2-1C	10	600	515	-	
		EOP-1B	11	800	525	-	
		CT-1B	11	600	250	-	
CT-2C/D		11.5	600	450 (750)	-		
Working Pile	Static axial with hydraulic jack	A3-3F/02	12	600	1595	-	
		B5-2Z/02	16	600	2305	-	
		B4-37D/02	18	600	2655	-	
		B4-3D/02	14	600	2115	-	
		B5-2AQ/02	14	600	2015	-	
		B7-6A/01	16	600	2307	-	
		B5-2I/02	12	600	1685	-	
		B8-22C/02	16	600	2210	-	
		BE-X36A30	12	600	1595	-	
		BH-2Q/02	12	600	1925	-	
		BF-2A/02	12	600	1595	-	
		BL-3C/02	12	600	1595	-	
		AH-EP01	14	600	2115	-	
		AC-X22D40	12	750	2425	-	
		AF-X22C40	12	750	2425	-	
		BD-V48S20/01	14	900	3660	-	
AC-V22D20/03	12	900	3140	-			
BB-EP01-1A/03	16	900	4065	-			
Working Pile	Bi-directional O-cell	T23M15	21.5	1350	6300	1x430mm	
		T46S25	17	1050	4750	1x330mm	

3.2 Bi-direktionale Pfahlprobelastungen nach dem O-Cell®-Verfahren

Entwickelt wurde das Osterberg-Verfahren und die dazugehörige Druckzelle (O-cell®) von Dr. Jori O. Osterberg. Das Osterberg-Verfahren basiert auf einer im Pfahl eingebauten kalibrierten, hydraulischen Presse, welche zur Aktivierung der geplanten Prüflast den Pfahlschaft und den Pfahlfuß als Reaktionssystem nutzt. Durch diese bi-direktionale Wirkungsweise, nach oben gegen die Pfahlmantelreibung des Testpfahles und nach unten gegen den Spitzendruck, erhält man die für die Bemessung des Gründungselementes notwendige Trennung der Widerstandsanteile in Mantelreibung und Spitzendruck. Da die O-cell den Probe- oder Bauwerkspfahl als Reaktionssystem verwendet, müssen für die Testdurchführung keinerlei Totlastsysteme oder Reaktionspfähle bereitgestellt werden.

Neben der O-cell werden elektrische Wegaufnehmer zur Messung der O-cell Spreizung, Stangenextensometer zur Messung der Pfahlverformung und Dehnungsmessgeber zur Messung der Betondehnung bzw. -stauchung entlang des Pfahlschaftes verwendet. Die Steuerung der O-cell-Pressen erfolgt über im Pfahl einbetonierte Hydraulikschläuche. Die Messkabel der verschiedenen Messgeber werden gebündelt zur Oberfläche geführt und an eine zentrale Datenerfassung angeschlossen. Die zentrale Datenerfassung besteht im Wesentlichen aus einem dataTaker DT85g von CAS DataLoggers. Zur Kontrolle der Pfahlbewegung wird an der Oberfläche ein Referenzträger positioniert, welcher mittels eines digitalen Nivelliergeräts überwacht wird, um Bewegungen durch Wind und Temperatur bei der Auswertung der Ergebnisse zu ermitteln und in der weiteren Analyse zu berücksichtigen.

Die Steuerung der Probelastung bzw. der O-cell erfolgt von oben über eine Zentrale Steuereinheit, die mit Hilfe eines Kompressors automatisch die vorgegebene Laststufe aufbaut und konstant hält. Gleichzeitig werden alle Kraft- und Verschiebungsdaten von der Datenerfassung registriert, zeitgleich dargestellt und gespeichert. Der verwendete Kompressor nutzt reines Wasser als druckübertragendes Medium. Im Falle von Undichtigkeiten oder Bruch der O-cell kann somit keine Kontamination des Untergrundes mit Hydrauliköl entstehen.

In Abbildung 6 ist der schematische Aufbau eines typischen O-cell Versuches dargestellt. Die Verschiebungen des Pfahlkopfes, des Pfahlfußes und der O-cell selbst werden mit jeweils 2 Stangenextensometern mechanisch erfasst und mittels Schwingsaiten-Wegaufnehmern am Pfahlkopf relativ zum Referenzrahmen in elektrische Signale übersetzt.

Die Spreizung der O-cell wird neben der mechanischen Erfassung zusätzlich mit vier Schwingsaiten-Wegaufnehmern zwischen der oberen und unteren Lastverteilungsplatte der O-cell elektronisch gemessen. Zum Zeitpunkt der Feldarbeiten war es möglich eine maximale Spreizung der O-cell bis 150 mm zu messen. Neuere Systeme machen es möglich O-cell Spreizungen von über 200 mm zu erfassen.

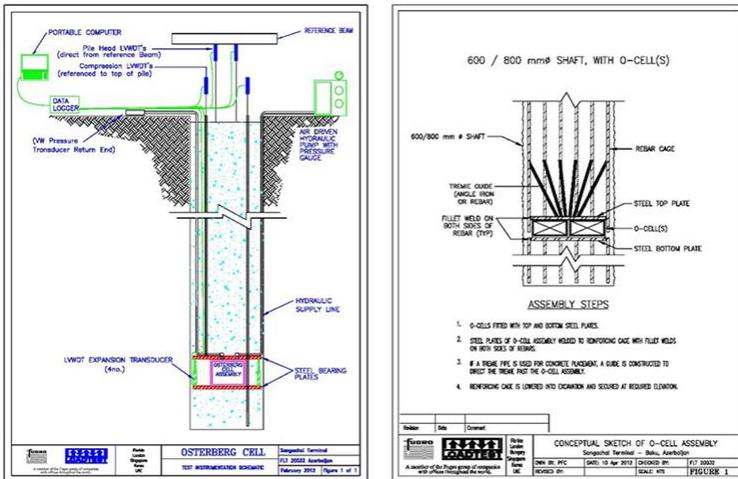


Abbildung 6: Schematischer Aufbau Single-Level Test

Während der ersten Testkampagne wurden sieben Probelastungen mittels Osterbergverfahren an Testpfählen mit einer nominalen Länge von 11,0 m bis 14,0 m ausgeführt. Die Pfahldurchmesser variierten dabei zwischen 600 mm und 800 mm. Es wurden bei den Probelastungen Prüflasten von 1,2 MN bis 3,8 MN erreicht. Dabei wurden je nach erforderlicher Prüflast und Pfahlabmessung eine bzw. zwei O-cells im jeweiligen Probepfahl installiert.

Vier von sieben Tests wurden an Probepfählen mit komplett betoniertem Pfahlschaft durchgeführt. An drei Standorten wurde der Pfahlschaft reduziert, um die Mantelreibung und damit den Schaftwiderstand auf den Beitrag aus Unit 2 zu begrenzen. Der übrige Pfahlschaft innerhalb der Unit 1 wurden mit einem Glattmantelrohr aus Plastik verbaut und dessen Innenraum mit Sand gefüllt. Somit konnte die Mantelreibung im Pfahlsegment der Unit 1 ausgeschaltet werden.

In einer zweiten Testkampagne wurden zwei weitere Probelastungen mittels Osterbergverfahren an Bauwerkspfählen mit einer nominalen Länge von 17,5 m und 21,5 m ausgeführt. Die Pfahldurchmesser betragen 1050 mm und 1350 mm. Am 1350 mm - Pfahl wurde die maximale Prüflast auf 6,3 MN und am 1050 mm-Pfahl auf 4,75 MN begrenzt. Die geöffneten O-cells in den beiden Bauwerkspfählen wurden nach dem Test mit einer speziellen Zementsuspension verpresst.

Die Instrumentierung der Bewehrungskörbe erfolgte auf dem Bauhof des Herstellers der Bohrpfähle. Die Osterbergzellen wurden gemäß Vorgabe zwischen zwei Lastverteilungsplatten zentrisch positioniert und mit den vertikalen Bewehrungsstäben teilweise verschweißt. In diesem Zusammenhang ist zu beachten, dass die untere Lastverteilungsplatte nur punktuell mit der O-cell verschweißt wird. Zum Testbeginn wird die O-cell unter Druck gesetzt und beginnt sich zu öffnen. Dabei muss als erstes die Verbindungskraft der Schweißverbindung überwunden werden.



Abbildung 7: Mit O-cell instrumentierter Bewehrungskorb

Auf der Baustelle wurden die instrumentierten Bewehrungskörbe mittels Kran und Hilfskonstruktion angehoben und in das noch teilweise verrohrte Bohrloch abgesenkt. Danach erfolgt die Betonage über ein spezielles Schüttrrohr, wobei der Beton im Kontraktorverfahren von unten nach oben in das Bohrloch eingefüllt wird. Um sicherzustellen, dass der Pfahlschaft unterhalb der Position der O-cell ebenfalls vollständig mit Beton verfüllt werden kann, sind die Lastverteilungsplatten mit speziell positionierten Durchlässen für das Schüttrrohr und den aufsteigenden Beton ausgestattet. Für die Funktionstüchtigkeit der O-cell ist es entscheidend, dass der Beton auch unter der unteren Lastverteilungsplatte vollflächig eingebracht wird, indem er von unten nach oben die

gesamte O-cell Konstruktion umhüllt. Aus diesem Grund wird oberhalb der O-cell aus Bewehrungsstäben ein Trichter geformt, um das Schüttrohr an der O-cell vorbei bis zum Pfahlfuß zu führen. Die eigentliche Probelastung kann in der Regel 28 Tage nach der Betonage erfolgen.

3.3 Horizontale Pfahlprobelastungen

Die horizontalen Pfahlprobelastungen an vier Testpfählen zur Einschätzung des Bettungsverhaltens des Bodes bei verschiedenen Pfahldurchmessern erfolgten im Anschluss an die O-cell Tests indem, die instrumentierten Testpfähle aus dem O-cell Versuchen als Reaktionssystem für die horizontalen Probelastungen Verwendung fanden. Die nachfolgende Abbildung zeigt den schematischen Versuchsaufbau einer horizontalen Probelastung an einem Einzelpfahl.

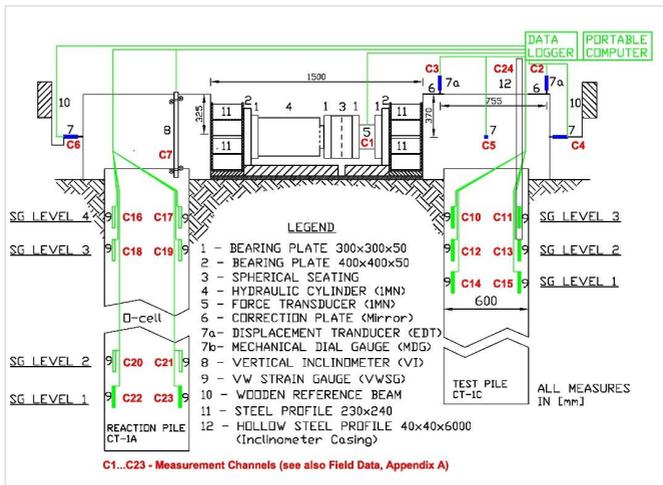


Abbildung 8: Schematischer Versuchsaufbau Horizontale Pfahlprobelastung

Wie in Abbildung 8 schematisch dargestellt, wurden die horizontalen Pfahlprobelastungen mit einem zwischen zwei aufbetonierten Pfahlköpfen verspannten Hydraulikzylinder durchgeführt. Der verwendete Hydraulikzylinder hat eine Nennkapazität von 1 MN. Zur zentrischen Krafteinleitung in Bezug auf die Pfahlachse wurde ein Belastungssystem aus Kraftmessdose, Kugelkalotten und Ausgleichsplatten verwendet. Die Steuerung des Hydraulikzylinders erfolgte teilweise mit Handpumpe und teilweise mit

elektrischer Pumpe. Um die horizontale Verformung sowie Rotation des Pfahlkopfes bei Belastung zu messen, wurden die Pfahlköpfe mit induktiven Wegaufnehmern und Seilzugaufnehmern instrumentiert. Zur Beobachtung der Biegelinie wurde in der Druckzone des Testpfahls eine 6,0 m langes Vierkant-Stahlprofil am Bewehrungskorb installiert und mit einbetoniert. Während der Belastung wurde mit Hilfe einer Vertikalinklinometersonde auf jeder Laststufe die Pfahlverformung gemessen. Über die Tiefe aufgetragen ergibt sich so die der jeweiligen Laststufe zugeordnete Biegelinie des oberen Pfahlschaftes. Die oberen 6,0 m des Probepfahles wurden auf Wunsch des Kunden zusätzlich mit Schwingsaiten-Dehnungsmessgebern in drei Ebenen instrumentiert. Die Dehnungen der bereits für den O-cell Test im Reaktionspfahl installierten Dehnungsmessgeber sollten während der horizontalen Probelastung ebenfalls gemessen werden. Die Daten der Messgeber, Kraftmessdose und Wegaufnehmer wurden in einer zentralen Datenerfassung zusammengeführt, zeitgleich dargestellt und gespeichert.

Insgesamt wurden 4 horizontale Probelastungen durchgeführt, wobei die Probelastung CT-2C/D aus einer Pfahlgruppe, bestehend aus zwei Einzelpfählen verbunden über einen aufbetonierten Pfahlkopf, bestand. Als Verfahrensgrundlage diente die ASTM D3966. Je nach Bodenbeschaffenheit und Grad der Saturierung von Unit 1 konnten Lasten von 250 kN bis 525 kN aufgebracht werden bevor die mechanischen und elektrischen Messmittel ausgereizt waren.



Abbildung 9: Versuchsaufbau Horizontale Pfahlprobelastung SD2-1C

3.4 Statisch Axiale Pfahlprobelastungen mittels Totlastsystem

Basierend auf den Ergebnissen der Pfahlprobelastungen an den Probepfählen der ersten Feldkampagne und in Verbindung mit den Ergebnissen der vorausgegangenen Baugrunduntersuchung konnten die Bauwerkspfähle vom gebundenen Planer bemessen werden. Letztendlich wurden für die Terminal-Erweiterung ca. 4000 Bohrpfähle als Bauwerkspfähle hergestellt und ca. 0,5% zur Qualitätssicherung und Kontrolle der zulässigen Setzungen statisch, axial geprüft. Die Art des Belastungssystems war hinsichtlich der strengen Sicherheitsanforderungen im Terminal stark reglementiert. Um Schweißarbeiten und damit verbundene Magnetpulverprüfungen von Schweißnähten auf ein Minimum zu reduzieren, wurde statt eines Reaktionssystems ein Totlastsystem als Widerlager für die statisch, axialen Probelastungen an Bauwerkspfählen verwendet. Der Aufbau eines konventionellen Reaktionssystems bestehend aus Reaktionspfählen und Lastverteilungstraversen erfordert in der Regel auch Schweißarbeiten an hochbelasteten, nur unter bestimmten Bedingungen schweißbaren Bauteilen. Ein Totlastsystem hingegen kommt gänzlich ohne Schweißarbeiten aus und kann von einem geübten Baurupp innerhalb von zwei bis drei Tagen ab- und aufgebaut werden. Um Reaktionslasten bis 4,5 MN zu aktivieren wurde von Fugro ein Totlastsystem mit einem Gesamtgewicht über Pfahlkopfniveau von 6,5 MN entwickelt und statisch dimensioniert. Laut den Sicherheitsanforderungen im Terminal war es zwingend notwendig ein System zu entwickeln, welches ohne kritische Arbeiten und nur durch Anschlagen von Haken und entsprechenden Kranarbeiten modular auf- und abbaubar war.

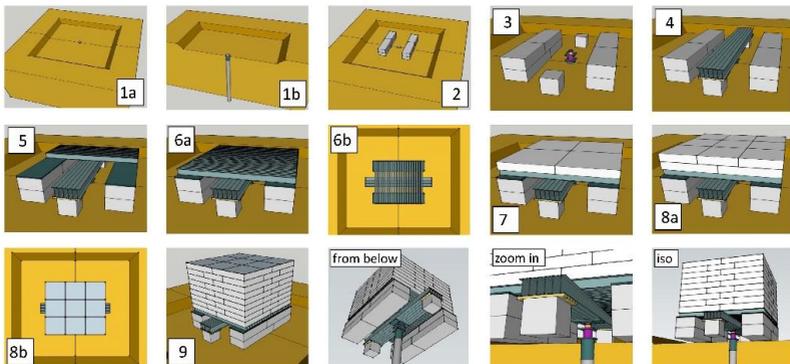


Abbildung 10: Schematischer Aufbau des Totlastsystems

Um das Risiko für einen Grundbruch während des Aufbaus und/oder nach Fertigstellung des Totlastsystems auf ein Minimum zu reduzieren, wurden die Auffüllung und der darunter anstehende Boden um den ausgewählten Prüfpfahl mittels leichter Rammsondierung nach DIN 4094 und statischer Lastplatte nach DIN 18134 ständig überprüft. Weiterhin wurden noch vor Beginn der Betonage des Pfahlkopfes zur Qualitätssicherung und zum Nachweis der Pfahlintegrität an allen Probepfählen Low-Strain-Pfahlintegritätsprüfungen mittels Hammerschlag-Methode ausgeführt. Im Gegensatz zu den O-cell Tests wurden bei den Pfahlprobelastungen die Prüflasten mittels Totlastsystem von oben in den Pfahl eingeleitet. Dazu wurde der Pfahlkopf entsprechend vorbereitet (aufbetoniert), um einen gleichmäßig verteilten und axialen Lasteintrag zu ermöglichen. Um die Prüflasten gegen das Totlastsystem zu aktivieren wurde ein kalibrierter Hydraulikzylinder mit einer Nennkapazität von 7,5 MN zusammen mit Ausgleichsplatten, Kugelkalotte und Kraftmessdose zwischen Pfahlkopf und Totlastsystem verspannt. Die Steuerung des Zylinders erfolgte mittels Hydrauliksystem und einer elektrischen Pumpe vom Messcontainer aus. Die Messung der axialen Pfahlkopfverschiebung wurde über vier induktive Wegaufnehmer der Firma HBM realisiert. Zu Referenzzwecken waren alle Wegaufnehmer über zwei Referenzträgern fixiert, deren Enden außerhalb des Einflussbereiches des Belastungssystems gelagert waren. Zusätzlich wurde die Pfahlkopfverschiebung noch mit einem Tachymeter mittels zweier am Pfahlkopf angebrachter geodätischer Messmarken überwacht. Abbildung 11 zeigt die Ansicht eines Totlastsystems mit einer maximalen Prüflast von ca. 4,5 MN.



Abbildung 11: Ansicht Totlastsystem

4 Ergebnisse

4.1 Probepfähle

Die Testergebnisse an den Probepfählen der ersten Kampagne übertrafen die Erwartungen an die Tragfähigkeit der Unit 2. Die nachgewiesenen Prüflasten waren zum Teil höher als die zur Bemessung angesetzten Werte, so dass mit den Prüfergebnissen das Pfahldesign weiter optimiert werden konnte. Das veränderte Pfahldesign hatte wiederum Auswirkungen auf die erforderliche Anzahl sowie die Dimensionierung der Bauwerkspfähle. Letztendlich führten die durch das Testprogramm gewonnenen Informationen zu einer deutlichen Kostenreduktion und rechtfertigten somit die Investition in ein zielgerichtetes Probepfahlprogramm in der Planungsphase.

Pfahlprobelastung nach dem Osterberg-Verfahren:

Abbildung 12 zeigt die Last-Verschiebungslinien der oberen und unteren Lastverteilungsplatte der O-cell im Probepfahl SD2-1B. Im vorliegenden Fall war die O-cell ca. 9,0 m unterhalb der Geländeoberkante und 5,0 m oberhalb des Pfahlfußes installiert.

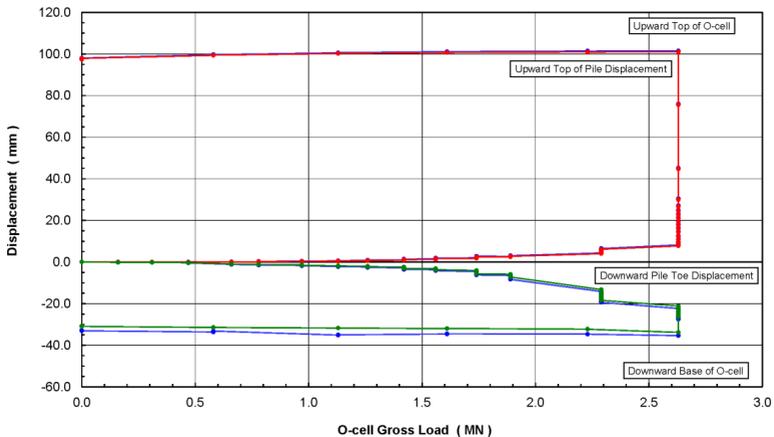


Abbildung 12: Last – Verschiebungslinie der O-cell im Probepfahl SD2-1B

Aus den Last-Verschiebungsdaten der oberen und unteren Lastverteilungsplatte der O-cell kann unter der Annahme, dass das Last-Verformungs-Verhalten eines konventionell belasteten Pfahls mit dem Last-Verformungs-Verhalten über und unter der O-cell vergleichbar ist, die äquivalente Widerstands-Setzungslinie konstruiert werden. Abbildung

13 zeigt die äquivalente Widerstands-Setzungslinie des Probepfahls SD2-1B konstruiert aus den Last-Verschiebungs-Daten der Abbildung 11.

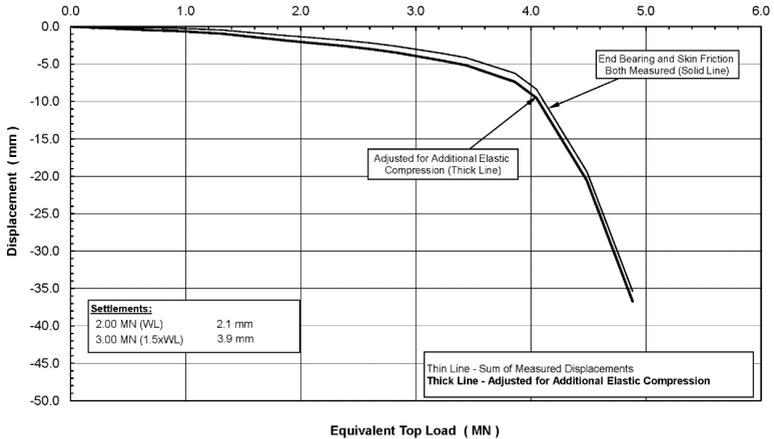


Abbildung 13: Äquivalente Widerstands-Setzungslinie Probepfahl SD2-1B

Abbildung 14 zeigt die Lastverteilung der O-cell zu jeder Laststufe auf dem Niveau der Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber. Im Probepfahl SD2-1B wurden paarweise auf vier Ebenen (-3,5m, -7,0m, -10,7m, -12,3m u. GOK) Schwingsaiten-Dehnmessgeber (Sister Bars) am Bewehrungskorb installiert.

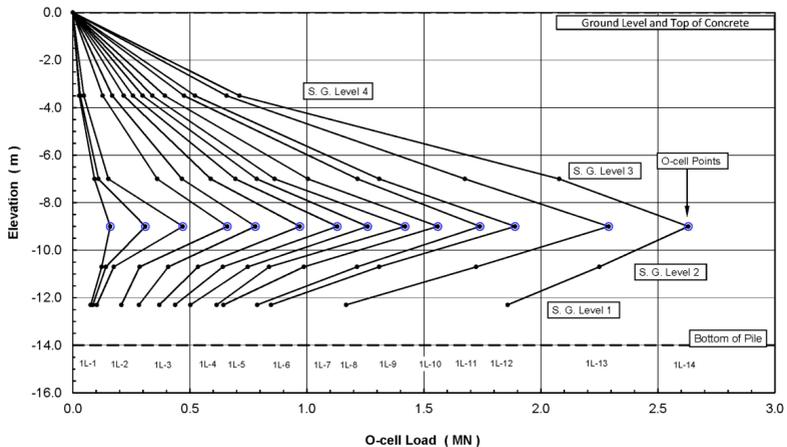


Abbildung 14: Lastverteilung der Schwingsaiten-Dehnungsmessgeber

Aus der Stauchung des Betons und unter Annahme der Steifigkeit des Pfahlschaftes kann die Lastverteilung im Pfahlschaft abgeschätzt werden. Der Differenzbetrag der Lasten zwischen zwei Dehnungsmesspunkten dividiert durch die entsprechende Pfahlmantelfläche ergibt die mobilisierte Pfahlmantelreibung im Pfahlsegment.

Horizontale Pfahlprobelastung:

Abbildung 15 zeigt die Last-Verschiebungslinien der horizontalen Pfahlprobelastung von Probepfahl SD-1C und CT-1. Wie in Abbildung 5 dargestellt ist die Unit 1 im Einflussbereich des Probepfahls CT-1 bis auf eine mittlere Tiefe von 4,5 m komplett saturiert. Die horizontale Bettung in diesem Bereich ist dementsprechend nur eingeschränkt vorhanden, was sich beispielsweise bei einer Horizontallast von 200 kN in einer fast verdreifachten horizontalen Verschiebung des Pfahls CT-1 gegenüber dem Pfahl SD-1C niederschlägt.

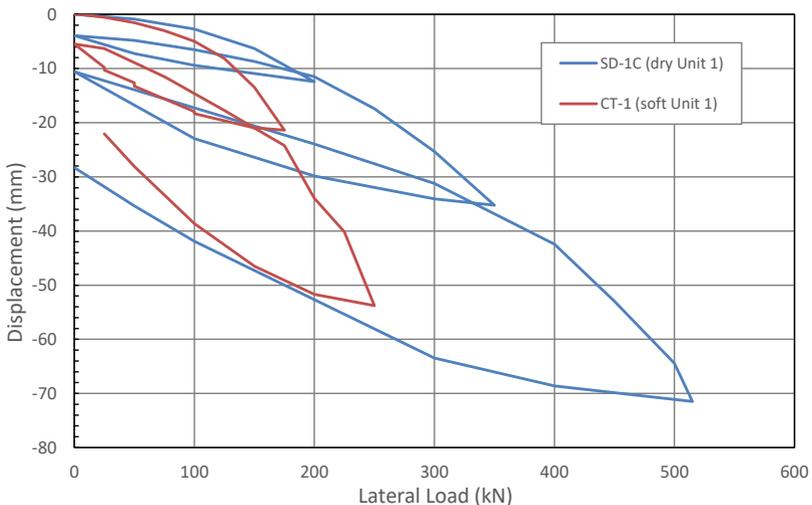


Abbildung 14: Last – Verschiebungslinien von Pfahl SD-1C und CT-1

Zusätzlich zur horizontalen Verschiebung des Pfahlkopfes wurden an allen drei Probepfählen die Pfahlkopfverdrehung gemessen. Eine zusätzliche Kontrolle der horizontalen Pfahlkopfverschiebung erfolgte über ein in der Druckzone des Probepfahls CT-1 einbetoniertes Vierkant-Stahlprofil, dessen Lage am Ende jeder Laststufe mit einem Vertiaklinklinometer gemessen wurde. In Abbildung 15 sind die lastabhängigen Verschiebungen über die Tiefe des Pfahles CT-1 dargestellt.

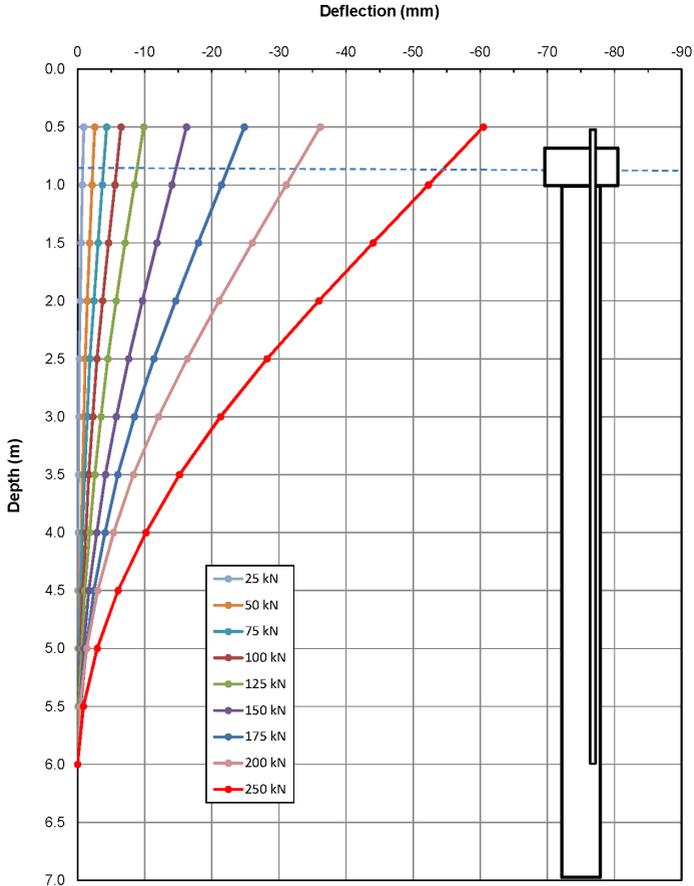


Abbildung 15: Lastabhängige Verschiebung Pfahl CT-1

4.2 Bauwerkspfähle

Die statisch, axialen Probelastungen erfolgten in Übereinstimmung mit den Richtlinien der „ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls“. Die Ergebnisse der Probelastungen an 18 Bauwerkspfählen bestätigten die vom Statiker vorgegebenen Maximalsetzungen von $\leq 5,0$ mm bis 100% Design Verification Load (DVL) und $\leq 10,0$ mm bis 100% DVL + 50 % Specified Working Load. Die wesentlichen Ergebnisse der Pfahlsetzungen der Bauwerkspfähle sind in Tabelle 2 zusammengestellt.

Tabelle 2: Ergebnisse der statisch, axialen Pfahlprobelastungen an Bauwerkspfählen

Pile Designation	Pile Length [m]	Pile Diameter [mm]	Design Verification Load "DVL" [kN]	Safe Working Load "SWL" [kN]	Max Test Load "DVL+50%SWL" [kN]	Displacement at "DVL" [mm]	Displacement at "DVL+50%SWL" [mm]
A3-3F/02	12	600	1270	650	1595	1,99	2,89
B5-2Z/02	16	600	1680	1250	2305	2,10	3,00
B4-37D/02	18	600	1910	1490	2655	2,52	3,42
B4-3D/02	14	600	1550	1130	2115	2,66	3,52
B5-2A/02	14	600	1490	1050	2015	1,89	2,45
B7-6A/01	16	600	1682	1250	2307	2,03	2,77
B5-2I/02	12	600	1270	830	1685	1,68	2,23
B8-22C/02	16	600	1680	1060	2210	2,18	2,97
BE-X36A30	12	600	1270	650	1595	1,85	2,22
BH-2Q/02	12	600	1490	870	1925	2,01	2,59
BF-2A/02	12	600	1270	650	1595	1,84	2,51
BL-3C/02	12	600	1270	650	1595	1,49	1,92
AH-EP01	14	600	1550	1130	2115	2,19	3,23
AC-X22D40	12	750	1790	1270	2425	1,72	2,47
AF-X22C40	12	750	1790	1270	2425	1,60	2,44
BD-V48S20/01	14	900	2650	2020	3660	2,20	3,03
AC-V22D20/03	12	900	2300	1680	3140	1,80	2,72
BB-EP01-1A/03	16	900	2920	2290	4065	2,26	3,44

5. ZUSAMMENFASSUNG

Nach der Durchführung einer komplexen geotechnischen Baugrunderkundung für die geplante Erweiterung eines Öl- und Gasterminals im Sangachal Distrikt südlich von Baku, Aserbaidschan, wurde durch die Fugro ein geotechnisches Monitoringprogramm in Form von Pfahlprobelastungen entwickelt und umgesetzt in dessen Verlauf verschiedene statische Zustände simuliert wurden. Es wurden sowohl Vertikallasten, die die Hauptlasten aus den zukünftigen Bauwerken simulierten, als auch horizontale Lasten am Pfahlkopf aufgetragen und mit verschiedenen messtechnischen Methoden während der Versuchsdurchführung überwacht. Parallel dazu wurde im Hinblick auf die geologischen Verhältnisse Einflüsse auf den umliegenden Baugrund ermittelt. Das Messprogramm wurde in mehreren Feldkampagnen ausgeführt. Zunächst wurden Probepfähle an ausgewählten Lokationen bis zum Versagen belastet, um Grenzzustände zu ermitteln, das Pfahldesign zu optimieren und die in der Baugrunderkundung ermittelten geotechnischen Parameter zu überprüfen. In einer zweiten Phase wurden dann Bauwerkspfähle getestet, um die Qualität der Pfahlherstellung zu überwachen und die vom Statiker vorgegebenen zulässigen Setzungen der Pfähle unter der geplanten Bauwerkslast zu überprüfen.

Literatur

Vicente, E.E.; Krumb, A.M.; Ulbricht, F.: Difficult Behavior of Young Continental "Loess – Like" Clayey Soil Deposits of Mud-Volcanogenetic Heritage in Azerbaijan, 1st International Conference on Energy Geotechnics ICEGT, Kiel 2016

Krumb, J.; Ulbricht, F.; Vicente, E.E.: Erkundung eines vulkanogenen Bodens mit Quell- und Kollaps Potenzial in Aserbaidschan, 9. Geotechnikkolloquium an der TUBA, Freiberg 2016

Papmeyer, F.; Ulbricht, F.; England, M.: Geotechnisches Monitoring am Beispiel statisch axialer, horizontaler und bi-direktionaler Pfahlprobebelastungen in Baku, Aserbaidschan, 17. Geokinematischer Tag, Freiberg 2016

ASTM D3966: Standard Test Methods for Deep Foundations under Lateral Load, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

ASTM D1143: Standard Test Methods for Deep Foundations under Static Axial Compressive Load, ASTM International, West Conshohocken, PA, USA

Thomas Telford Publishing: ICE Specification for Piling and Embedded Retaining Walls, Thomas Telford Ltd, Heron Quay, London E14 4JD; second Edition 2007

Autoren

Falk Ulbricht, M.Sc.

f.ulbricht@fugro.com

Till Singhal-Bohrmann, Dipl. Geol.

t.singhal@fugro.com

Falk Papmeyer, Dipl. Ing.

f.papmeyer@fugro.com

Fugro Germany Land GmbH

Abteilung GeoEngineering

www.fugro.com

Wolfener Straße 36U, 12681 Berlin

Tel.: 030 93 651-358

Eventgesteuertes Monitoring mit hoher Messfrequenz für detaillierte Information über Bauwerke und den Baugrund

Joachim Schneider-Glötzl, Jaime Palacios Gamonal
Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH, Deutschland

1 Einleitung

Eines der aktuell bedeutendsten Infrastrukturprojekte in Kolumbien ist der Bau des Wasserkraftwerks Hidroeléctrica Ituango. Der Komplex besteht aus einer Talsperre und einem Kavernenkraftwerk sowie einem weitverzweigten Tunnelsystem. Neben der Konstruktion des Wasserkraftwerks wird auch das öffentliche Straßennetz mit diversen Brücken und Verkehrstunnel ausgebaut.

Das Projekt liegt in einer kaum erschlossenen Region in den nördlichen Ausläufern der Anden. Durch das Zusammentreffen dreier Kontinentalplatten besteht hier ein erhöhtes Erdbebenrisiko. Mit einem speziellen Monitoringprogramm soll daher für die erforderliche Betriebssicherheit des Kraftwerks gesorgt werden.

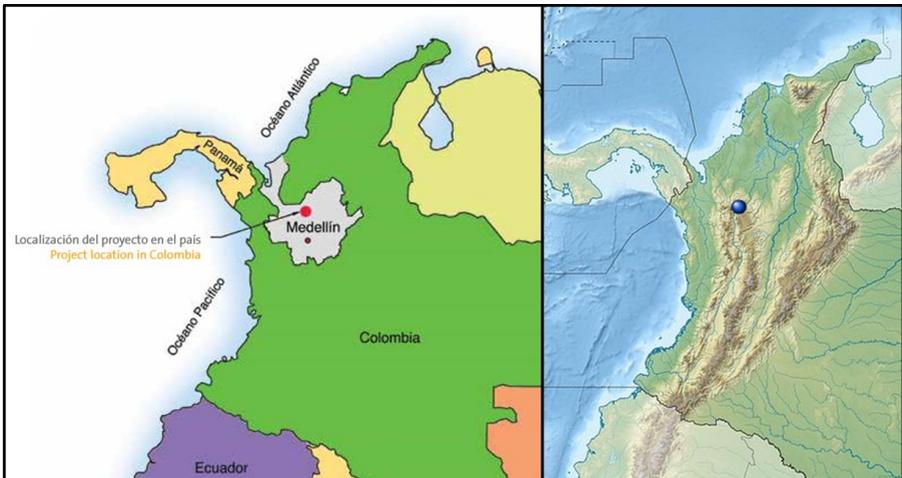


Abbildung 1: Lage des Projekts in Kolumbien

2 Projektvorstellung

2.1 Talsperre Ituango

Die Talsperre Ituango ist ein Steinschüttdamm mit Tonkerndichtung (ECRD – Earth Core Rockfill Dam). Seine Dammkrone wird nach Fertigstellung 550 m lang sein und 225 m über dem Niveau des Flussbetts ragen.



Abbildung 2: Querschnitt des Damms

Für die Energiegewinnung soll die Talsperre den über 1300 km langen Fluss Cauca aufstauen. Bei vollem Einstau wird der Stausee eine Längsausdehnung von etwa 80 km und eine Fläche von 38 km² besitzen. Das Stauvolumen wird zirka 2700 Millionen m³ betragen wovon 970 Millionen m³ für die Energieerzeugung genutzt werden.



Abbildung 3: Luftbild der Dammbaustelle

2.2 Tunnel und Kavernen

Das in den Berg gebaute Kraftwerk Ituango besteht aus diversen Tunnel und Schächten sowie aus vier Kavernen. Eine Kaverne ist für die acht Francis-Turbinen und eine für die zugehörigen acht Transformatoren errichtet. Zwei weitere Kavernen fungieren als Wasserschlösser. Über acht Zugangstunnel mit vertikalen Druckschächten wird das aufgestaute Wasser der Talsperre mit einem hydraulischen Potential von knapp 200 m zu den Turbinen geleitet. Bei voller Auslastung können diese rund 2400 MW Nennleistung erzeugen. Mit einer geplanten Jahresleistung von 13.930 GWh wird das Kraftwerk Ituango damit rund 10 % des jährlichen Energiebedarfs von Kolumbien abdecken können.

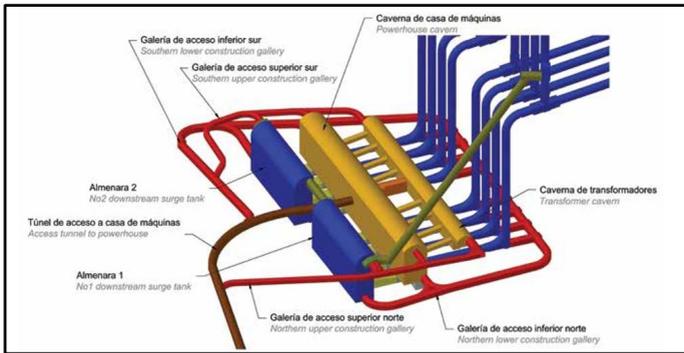


Abbildung 4: Kraftwerksanlage mit Kavernen und Tunnelsystem



Abbildung 5: Blick in die Kaverne der Turbinenanlagen

3 Umfang der geotechnischen Instrumentierung

3.1 Instrumentierung der Talsperre

Für das Damm-Monitoring sind in Summe rund 200 Messgeber zur Messung der Setzungen und Porenwasserdrücke installiert. Die Instrumente sind, wie es im Staudambau klassisch der Fall ist, sämtlich mit Schwingsaitensensoren ausgestattet. Durch eine Messgeberanordnung in mehreren Querschnitten und in unterschiedlichen Höhen ist eine gleichmäßige Überwachung des Dammkörpers gegeben. Für die lokale Datenerfassung werden die einzelnen Sensorleitungen über Schutzrohre in vier eigens hierfür an den Dammschultern gebaute Messhütten verlegt.



Abbildung 6: Eine von vier Messhütten für die lokale Datenerfassung

Die lokale Datenerfassung erfolgt über Multiplexer, welche die analogen Messwerte in digitale Signale umwandeln, welche dann von einer Messanlage gespeichert werden. In jeder der Messhütten sind ein oder zwei Multiplexer und eine Messwerterfassungsanlage installiert.

Für die Messung aller Sensoren im Staudamm kommen insgesamt sechs 40-Kanal-Multiplexer mit Schwingsaitenanregung zum Einsatz. Jeder Multiplexer wird dabei über eine RS485-Leitung an eine der vier Messanlagen angebunden. Diese wiederum werden jeweils über eine eigene Glasfaserleitung mit dem Monitoring-Server im zentralen Serverraum der Kaverne vernetzt.

3.2 Instrumentierung der Tunnel und Kavernen

Im weit verzweigten System der Tunnel und Kavernen sind überwiegend Bohrloch-Extensometer mit potentiometrischen Wegaufnehmern sowie Wasserdrucksensoren und Ankerkraftmessgeber installiert. Im Gegensatz zur Instrumentierung des Staudamms werden hier piezoresistive Drucksensoren verwendet, da diese im Vergleich zu Schwingsaitensensoren eine höhere Messfrequenz ermöglichen.

In Summe sind rund 600 Einzelsensoren verbaut, die sich auf vier Galerien mit jeweils fünf Messektionen verteilen. In jeder Sektion ist ein „dynamischer“ Multiplexer installiert, der bis zu 32 Sensoren synchron und im Sekundentakt messen kann.

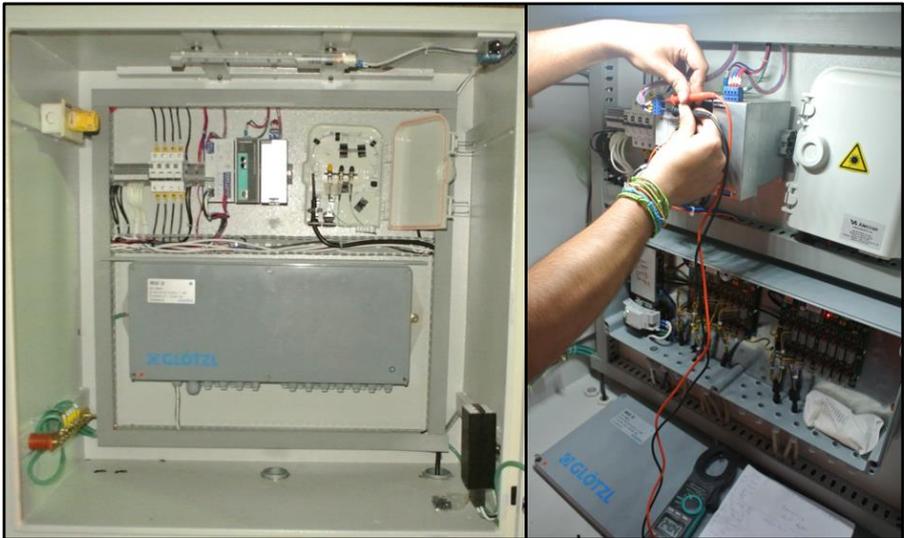


Abbildung 7: Innenansicht einer Messstation mit „dynamischen“ Multiplexer

Die digitale Datenübermittlung erfolgt über Lichtwellenleiter, welche an einen Glasfaser-Switch des Monitoring-Servers angeschlossen sind. Im Serverraum der Kraftwerksleitstelle übernehmen vier an das Netzwerk angeschlossene Messanlagen die Steuerung und Datenaufzeichnung der fünf „dynamischen“ Multiplexer einer Galerie.

4 Zentrale Datenerfassung

Der Erfassung und Auswertung der Messwerte kommt im Projekt Ituango eine besondere Bedeutung zu. Letztlich müssen alle Messdaten in der Leitstelle des Kraftwerks zusammenlaufen und zu jeder Zeit zur Verfügung stehen. Die Netzwerktechnik muss hierbei sicherstellen, dass die über große Entfernungen verteilte Mess- und Erfassungstechnik ausfallsicher an die Zentrale angebunden sind.

Eine besondere Herausforderung ist die Forderung einer eventgesteuerten Messwernerfassung mit erhöhter Taktung. Da sich das Projekt in einer seismisch aktiven Region befindet, müssen im Falle eines Erdbebens unmittelbar aktuelle Messdaten über den Zustand der Baustruktur vorliegen. Anhand von nahezu live aktualisierten Daten sollen so frühzeitig Aktionen für einen sicheren Betrieb des Kraftwerks veranlasst werden können.

Um die Spezifikation des Auftraggebers erfüllen zu können, hat die Firma Glötzl eine neue Messanlagen-Generation sowie eine neue Datenerfassungs- und Auswertungssoftware entwickelt.

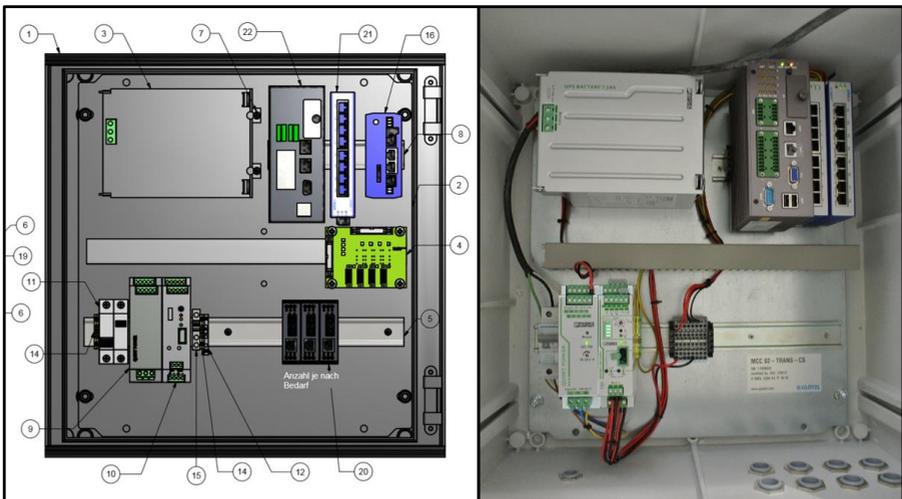


Abbildung 8: Neue Messanlage MCC XL (Plan und Realansicht)

Für die Erfassung eines Erdbebens ist ein System der Firma REF TEK mit eigener Softwarelösung eingerichtet. Im Falle eines Seismischen Ereignisses liefert der Erdbebendetektor einen Alarm innerhalb des Netzwerks. Ein Signalwächter nimmt den Alarm entgegen und setzt ein Triggersignal an die acht Glötzl-Messanlagen ab. Der Trigger löst sodann bei den Messanlagen eine Aktion aus, die ein individuell angepasstes Messprogramm startet. Je nach Art der Sensorik wird so eine den Möglichkeiten und der Alarmphase entsprechende höhere Messfrequenz veranlasst.

Tabelle 1: Messfrequenz je nach Alarmphase

	Normaltakt	Stufe 1 nach Alarm	Stufe 2 nach Alarm
Bereich Staudamm	stündlich	jede 5 Minuten für 1 Stunde	---
Bereich Kavernen		Jeder Sensor sekundlich für 5 Min.	Jeder Sensor minütlich für 20 Min.

5 Zusammenfassung und Ausblick

Das Projekt Ituango stellte uns vor die Herausforderung, bei sekundlicher Messung von mehreren hundert Sensoren die entstehende enorme Datenmenge in kürzester Zeit verarbeiten zu müssen. Insbesondere benötigten wir eine Lösung, bei der die Messanlagen im Alarmfall selbständig die höheren Abtastfrequenzen einstellt, dem Nutzer aber auch die Möglichkeit lässt, im Bedarfsfall die Messtaktung anzupassen.

Hierfür braucht es eine möglichst verzögerungsfreie Kommunikation vom Arbeitsplatz über die Netzwerkstruktur bis zur Messanlage. Dies war nur möglich, indem wir eine neue Messanlagengeneration entwickelten, die im Zusammenspiel mit unserer neuen Auswertesoftware, dem SmartDataCenter, eine solche komplexe Aufgabe meistern konnte.



Abbildung 9: Logo der Software SDC

Unsere neue Monitoring-Lösung bietet die Möglichkeit, besondere Vorkommnisse mit höherer Detailtiefe zu erfassen. Die Daten werden dabei nicht nur schnell übermittelt, sondern durch unsere neue SDC-Software auch so aufbereitet, dass man sie einfach, übersichtlich und mit WEB-Zugang überall einsehen und bearbeiten kann.

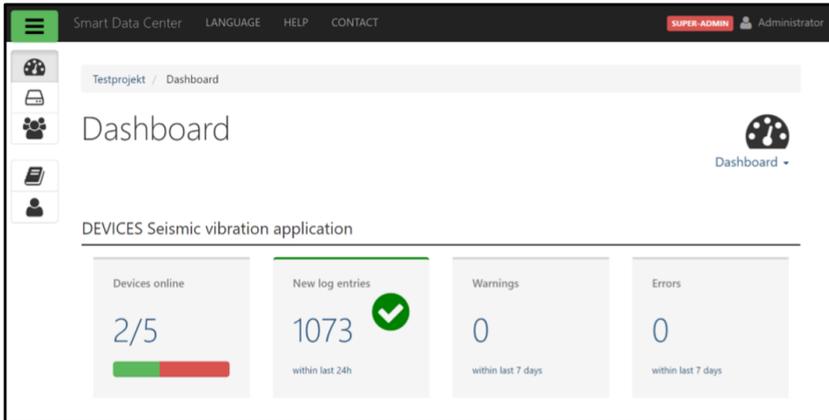


Abbildung 10: Screenshot der SDC-Oberfläche

Literatur

EPM; Hidroeléctrica Ituango, www.epm.com.co (Webseite des Bauherrn)

Autoren

Joachim Schneider Glötzl, Dipl. Ing.
Jaime Palacios Gamonal

schneider@gloetzl.com
iberica@gloetzl.com

Glötzl Gesellschaft für Baumesstechnik mbH
Forlenweg 11, 76287 Rheinstetten

www.gloetzl.com
Tel.: 0721 51 66 0

Chesa Corviglia, Brattas Kriechhang in St. Moritz: 23 Jahre Monitoring

Daniel Naterop
Sisgeo, Italien

1 Einleitung

Oberhalb des nördlichen Teils von St. Moritz, in der Schweiz, befindet sich das 600m bis 900m breite und ca. 1500m lange Brattas Bergsturz- und Kriechhanggebiet.

Das im Jahr 1990 im Kriechhang erbaute Mehrfamilienhaus Chesa Corviglia und die hangseitig erstellte Stützwand wurden seit dem Beginn durch die Rutschung in Mitleidenschaft gezogen. Die Sicherheit des Hauses und der Stützwand war ernsthaft beeinträchtigt.



Abbildung 1: Chesa Corviglia, St. Moritz

Schon bald nach der Bauvollendung des Hauses wurde im Jahr 1995 ein automatisches Monitoring, zur Überwachung der Ankerkräfte, der Verschiebungen zwischen Stützwand und Haus und der Wasserdrücke installiert und betrieben. Zusätzlich erfolgten manuelle Messungen in mehreren Inclinometermessrohren, geodätische Verschiebungsmessungen des Gebäudes und der Stützwand sowie Messungen der Hangwasserdrücke hinter der Stützmauer respektive der Porenwasserdrücke im darüber liegenden Hang.

Im Sommer 2016 wurde die Stützwand durch zusätzliche, tiefer reichende Anker verstärkt. Zudem mussten Teile der Stützwand punktuell entfernt werden um Freiraum zwischen der Wand und dem Haus zu schaffen. Im Zuge dieser Arbeiten wurde auch das Mess-Überwachungssystem erneuert und ergänzt um die zukünftige sichere Betriebszeit des Gebäudes zu gewährleisten. Mehr als 20 Jahre an Messresultaten stehen zur Verfügung und dienen im Rahmen der Beobachtungsmethode der Bauwerksüberwachung und der weiterführenden Charakterisierung des Rutschprozesses.

Die Baumassnahmen wurden durch das Ingenieur-Geotechnikbüro Gysi Leoni Mader AG, Zürich geplant. Sie sind auch für das geotechnische Monitoring beauftragt worden.

2 Charakterisierung Brattas-Rutschgebiet und Baugrund Zitierbarkeit

Der Kriechhang ist seitlich, parallel zur Rutschung begrenzt und am unteren Ende kommt sie erst im Dorf St. Moritz zum Stillstand. Bei einer mittleren Geländeneigung von 20° liegt die Basisleitfläche in einer Tiefe von 20 bis 50m ab Geländeoberfläche. Unterschiedliche Bewegungsgeschwindigkeiten und die untere Begrenzung durch den Kulm-Felsriegel charakterisieren das Rutschgebiet. Deren Bewegungen werden, durch die übers Jahr schwankenden Porenwasserdrücke, die auf sich überlagernde tektonische Schichten wirken, verursacht.

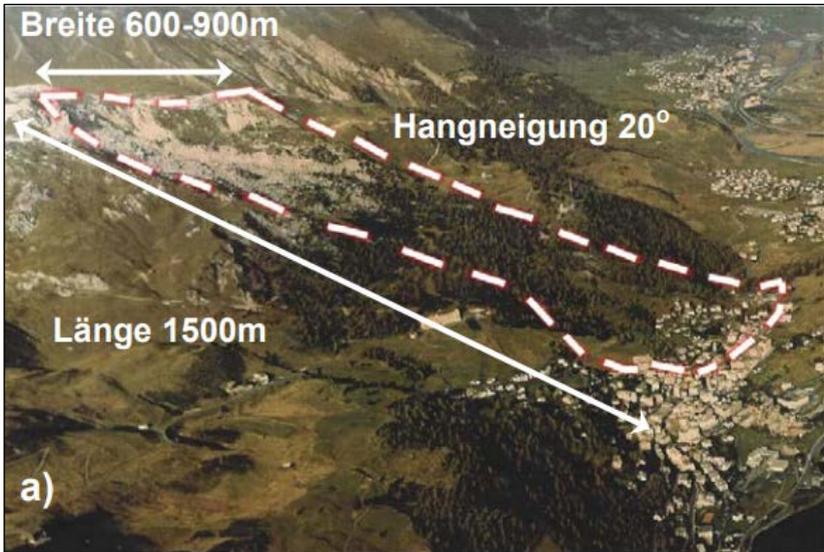


Abbildung 2 Rutschgebiet Brattas [PUZRIN, 2008]

Das Gebäude Corviglia liegt im Randbereich des Brattas-Rutschhanges. Hangseits vom Chesa Corviglia besteht der Baugrund bis in Tiefen zwischen 40 und 70 Meter aus Lockergesteinen welche auf eingelagerten älteren Bodenhorizonten langsam talwärts gleiten.

Der obere Teil der Rutschmasse besteht vorwiegend aus leicht tonigem Silt und Sand mit reichlich bis viel Kies. Auch sind darin grössere Steine, grosse Blöcke oder Felspakete eingelagert. Die Lagerungsdichte ist mittelgross und das Material enthält recht viele Glimmer. Die alten Bodenhorizonte liegen als torfiger Lehm und Kies mit organischen Beimengungen vor.

Der untere Teil des Lockergesteinpaketes, vermutlich glaziale Ablagerungen, besteht aus tonig-siltigem Kies mit Steinen und Blöcken, der recht dicht gelagert ist. Beim anstehenden Fels handelt es sich um Juliergneis mit Zwischenlagerungen aus Glimmerschiefern.

Das generell wenig durchlässige Lockergestein weist einzelne stärker durchlässige Zonen auf, in denen Hangwasser, das auch gespannt sein kann, zirkuliert. Je nach Jahreszeit, Niederschlägen und Schneeschmelze, sind die Druckverhältnisse sehr unterschiedlich. Ein durchgehender Hangwasserspiegel konnte nicht festgestellt werden.

3 Baumassnahmen und Sanierungsarbeiten an der Stützwand

Zum Schutz des Gebäudes war schon zu Anfang eine, vom Haus abgetrennte, mehrfach verankerte Stützwand, bestehend aus bis zu 25 m hohen Betonpfeilern erstellt worden. Obwohl die Stützwand in den stabilen Untergrund reichen sollte, wurden grosse Bewegungen der Wand und im geringeren Ausmass auch des Hauses beobachtet. Dadurch verringerte sich mit der Zeit der Abstand zwischen Stützwand und Haus und die Stabilität des Hauses Corviglia und die der Stützwand war schwerwiegend beeinträchtigt. Die im Jahre 1994 ausgeführte Gesamtanierung der Stützmauer beinhaltete zusätzlich Betonpfeiler welche in den ursprünglichen Ausfachungen angeordnet wurden. In die zusätzlichen Betonpfeiler wurden Ankernischen angeordnet und bei der Hälfte der Nischen neue vorgespannte Anker eingebaut worden.

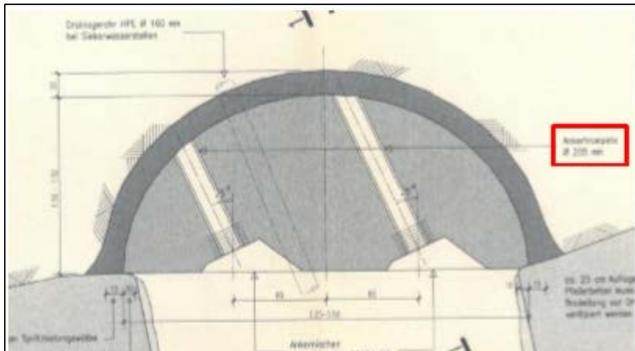


Abbildung 3 Ankerstütze Stützwand Chesa Corviglia

Im Jahr 2001 erfolgten umfangreiche Kontrollarbeiten an den alten und neuen Anker, welche Spann- und Rostschutzkontrollen an ca. 30% der Anker beinhalteten. Damals wurde auch ein Teil der Mess- Überwachungsanlage ertüchtigt.

Im Jahr 2008 wurden die zweiten Kontroll- und Sanierungsarbeiten an den Vorspannankern mit Spann- und Rostschutzkontrollen an ca. 35% der Anker, durchgeführt

Im Jahre 2016 wurden dann grössere Sanierungs- und Verstärkungsarbeiten der Stützwand ausgeführt:

- Ankerkontrolle / Prüfung Korrosionsschutz sowie Durchführung von Spannproben
- Einbau zusätzlicher Vorspannanker im Bereich der Nordwand
- Erneuerung von Drainagebohrungen und deren Wasserfassung
- Kontrolle resp. Spülen der bestehenden Drainageleitungen (Nordwand)
- Ersatz der Drainage-Kontrollschächte zwischen Nordwand und Gebäude
- Lokaler Abbruch von Teilen der Betonkonstruktion zwischen Ankerwand und Gebäude im Bereich kritischer Berührungspunkte

Diese Bauarbeiten mussten jeweils unter sehr engen Platzverhältnissen ausgeführt werden. Es galt 30 zusätzliche, bis zu 49m lange, vorgespannte Anker von einem sehr schmalen Hohlraum aus im schwierigen Baugrund zu bohren und zu versetzen. Die Bohrungen wurden verrohrt, mittels ca. 50cm langen Bohrverrohrungen, hergestellt. Danach wurden an jedem Anker Spannkontrollen ausgeführt, die Kraftmessdosen versetzt und die Ankerköpfe fertiggestellt.



Abbildung 4: Bohr-Ankerarbeiten

Bei einzelnen Ankerbohrungen wurden alte Anker angebohrt. Sie mussten aufgegeben und neu, in anderer Anfangsrichtung, erstellt werden. Um sicherzustellen, dass durch die Ankerinjektionsarbeiten bestehende Drainagen nicht beeinträchtigt werden, mussten speziell Massnahmen ergriffen werden.

Ein enger Terminrahmen wurde vereinbart, um die Nutzung des Gebäudes während der Wintersport-Hochsaison zu ermöglichen und um die Bauarbeiten vor der Ski-Weltmeisterschaft abzuschliessen.

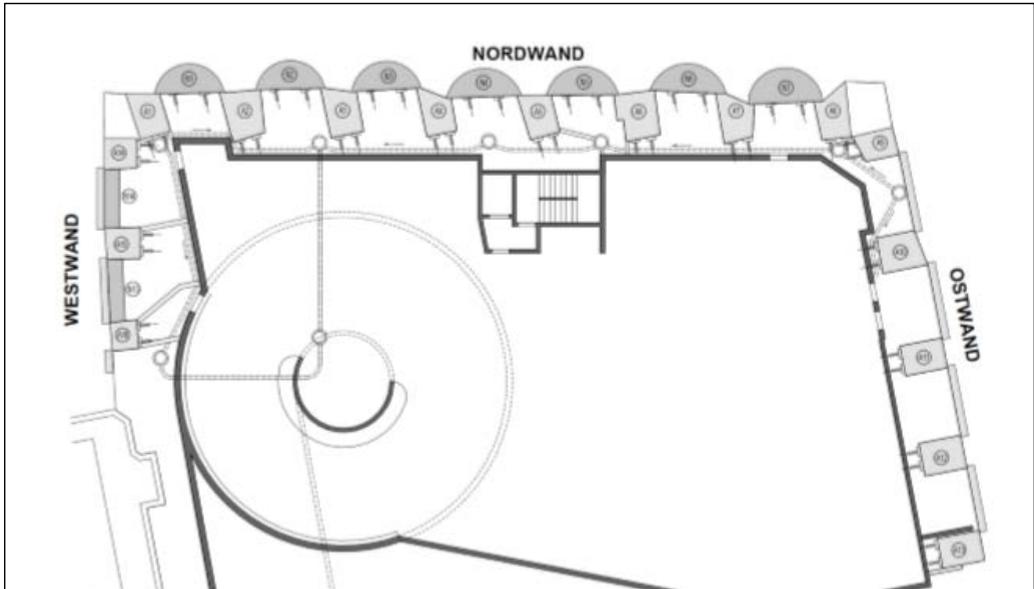


Abbildung 5: Grundriss Haus und Stützwand

4 Messsystem zur Überwachung der Stützwand

Nach der ersten Verstärkung und Sanierung der Stützwand wurde ein automatisches Messsystem der Sisgeo, Italien installiert. Es ist durch Systeme zur manuellen Messung ergänzt. Jährlich erfolgt durch das Ingenieurbüro Gysi Leoni Mader AG eine detaillierte Auswertung welche die Grundlage zur Beurteilung der Sicherheit und zur Planung weiterer Massnahmen bildet.

Die manuell ausgeführten Messungen sind:

- Geodätische Überwachungsmessungen durchgeführt durch das Büro Edy Toscano AG aus Pontresina
- Inklinometermessungen bergseits der Stützwand
- Distanzänderungsmessungen zwischen Haus und Stützwandkopf

Die automatische Messung der ersten, im Jahr 1994 installierten, Messanlage beinhaltet:

- Neigungsmessungen der Stützwand
- Verschiebungsmessungen zwischen Stützwand und Haus unterhalb Stützwandkopf
- Ankerkraftmessung der Kontrollanker
- Wasserdruckmessung hinter der Stützwand.

Die im Jahr 2017 in Betrieb genommene Messanlage besteht nun aus folgenden Elementen:

4.1 Verschiebungsmessungen zwischen Stützwand und Haus

Acht Konvergenzextensometer, mit denen die Verschiebungen zwischen Haus und Stützwand erfasst werden, sind installiert worden. Die ca. 1.3m bis ca. 2.3m langen Messelemente weisen, um Zwängungen zu vermeiden, beidseits Kugelgelenke auf. Vor Ort wurden deren Basislängen an die Gegebenheiten (Geometrie und Abstand zwischen Stützwand und Haus) angepasst. Bei einem totalen Messbereich von 200mm, werden die Verschiebungen voraussichtlich 30 Jahre gemessen werden können. Danach müssten die Extensometer nachjustiert werden.



Abbildung 6: Konvergenzextensometer

Das Gestänge das, einerseits zur Übertragung der Distanzmessung und andererseits als Tragelement des Konvergenzextensometers dient, besteht aus einem kohlefaserverstärkten Kunststoffrohr. Dadurch ist es sehr leicht, trotzdem vergleichsweise steif und unterliegt einem sehr kleinen Temperatureinfluss.



**Abbildung 7: montierter Konvergenzextensometer
(darunter defekte alte Wegaufnehmer mit Verlängerungsträger)**

Oben im Bild ist auch noch das alte Extensometer-Messsystem ersichtlich. Durch die auftretenden Verschiebungen parallel und senkrecht zur Extensometerachse, erfolgten auf das alte Messsystem einwirkende Zwängungen, welche bei dem alten Masssystem zu Beschädigungen führten.

4.2 Wasserdruckmessung hinter der Stützwand

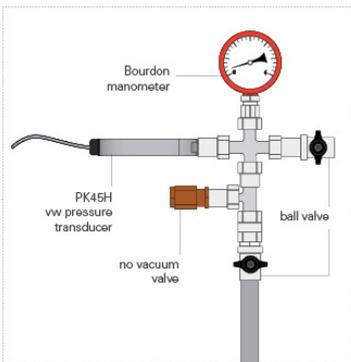


Abbildung 8: Wasserdruckmessstelle

An zwei Stellen werden die Wasserdrücke hangseitig der Stützwand gemessen. In Bohrungen, die durch die Stützwand hindurch erstellt wurden, sind Packer eingesetzt und verspannt worden.

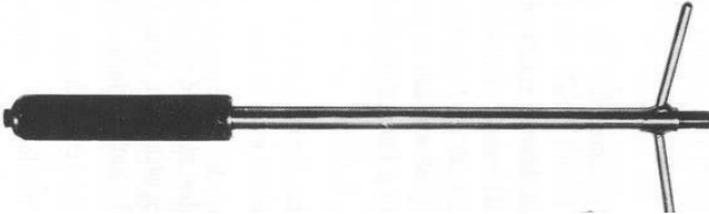


Abbildung 9: Mechanischer Packer (Bohrlochverschluss)

Aus Redundanzgründen ist jede Messstelle mit einem Manometer bestückt und weist zu Entlüftung ein entsprechendes Ventil auf. Der Packer kann, zur Wartung des Systems und um das Bohrloch gegebenenfalls reinigen zu können, ausgebaut werden.

4.3 Ankerkraftmessung

Die alten bestehenden Messanker wurden, soweit sie funktionstüchtig waren, an die Messanlage angeschlossen. Zusätzlich wurden neue Ankerkraft-Messdosen durch den Ankerlieferant Stahlton geliefert und installiert. Da der Ankerkraftmessung eine hohe Bedeutung zukommt, wird ein grosser Anteil der Anker überwacht.



Abbildung 10: Anker in den zusätzlichen Stützwandpfählern

4.4 Messanlage zur automatischen Datenerfassung und Datenfernübertragung

Die bisher installierte Sisgeo Messanlage mit einem Datenlogger von Campbell Instruments wurde demontiert und durch eine neue Messanlage der Sisgeo, dem OmniaLog-Datenloggersystem, ersetzt. Diese weist, um die Daten zu übertragen und um die Messanlage von übers Internet zu bedienen, einen GSM-Router auf. Weitere, im vorliegenden Fall wichtige Eigenschaften sind:

- Integrierter Webserver, mit dem die Messanlage sehr einfach konfiguriert werden kann
- Hoher Genauigkeit und Flexibilität bez. Betrieb verschiedenster Sensortypen
- Anzeige der Messwerte auf dem Datenlogger mit der Möglichkeit manuell Messungen auszulösen (vor allem wichtig bei der Inbetriebnahme)
- Wichtige Funktionen können direkt am Logger angesteuert werden, ohne dass dazu ein PC eingesetzt werden muss



Abbildung 11: OmniaLog-Datenloggersystem

Folgende Liste führt die Sensoren, welche an die Messanlage angeschlossen sind, auf. Einzelne Sensoren sind im Laufe der letzten 24 Jahre ausgefallen und nicht mehr angeschlossen worden.

Tabelle 1: Liste der Sensoren

Messung	Bezeichnung	Aktueller Wert	Einheit	Bemerkung
Ankerkraft	7.1N	1367.4	kN	
Ankerkraft	5.2A	1757.1	kN	
Ankerkraft	4.9A	1752.4	kN	
Ankerkraft	6.5A	1483.5	kN	
Ankerkraft	8.3A			Defekt und nicht angeschlossen
Ankerkraft	3.22A	1078.3	kN	
Ankerkraft	5.14A	1480.0	kN	
Ankerkraft	4.5N	1178.6	kN	
Ankerkraft	4.3A			Defekt und nicht angeschlossen
Ankerkraft	2.3N	1190.8	kN	
Ankerkraft	1.1A	220.1	kN	
Ankerkraft	1.5N	1003.8	kN	
Ankerkraft	3.5A	1800.2	kN	

Tabelle 1: Liste der Sensoren (forts.)

Ankerkraft	1.29A	1385.7	kN	
Ankerkraft	4.16A		kN	Defekt und nicht angeschlossen
Ankerkraft	5.3N	1181.7	kN	
Ankerkraft	2.16A			Defekt und nicht angeschlossen
Ankerkraft	7.14A	1644.3	kN	
Ankerkraft	6.3N	1028.9	kN	
Ankerkraft	3.1N	1025.6	kN	
Temperatur			°C	Defekt und nicht angeschlossen
Tiltmeter	1			Defekt und nicht angeschlossen
Tiltmeter	2			
Tiltmeter	3			Defekt und nicht angeschlossen
Tiltmeter	4A			Defekt und nicht angeschlossen
Tiltmeter	4B			Defekt und nicht angeschlossen
Piezometer	1	3.58	mWS	über Referenzhöhe
Piezometer	2	3.26	mWS	über Referenzhöhe
Piezometer	3	4.18	mWS	über Referenzhöhe
Extensometer	1	29.1	mm	
Extensometer	2	30.3	mm	
Extensometer	3	32.3	mm	
Extensometer	4	32.4	mm	
Extensometer	5	30.0	mm	
Extensometer	6	43.1	mm	
Extensometer	7	32	mm	
Extensometer	8	28.9	mm	
Ankerkraft	AN2-10	1522.1	kN	
Ankerkraft	AN3-8	1490.4	kN	
Ankerkraft	AN5.1	1547.9	kN	
Ankerkraft	AN7-8	1482.3	kN	
Ankerkraft	AN1-7	1409.2	kN	
Ankerkraft	AN4-10	1571.2	kN	
Ankerkraft	AN6-9	1443.1	kN	
Piezometer	PN3	-0.9	kPa	In AlpinGeo-Webseite in cmWs
Piezometer	PN5	0.2	kPa	In AlpinGeo-Webseite in cmWs
Temperatur	EA1	14.5	°C	im Extensometer 1
Temperatur	Logger	22.2	°C	im Datenlogger

4.5 Internet Datenplattform

Die hier im Jahre 1994 erstellte und aktuell erneuerte Messanlage erfüllt die Erfordernisse, das Bauwerk und die Stützmauer zu überwachen, vollauf. Während bei der ersten Messanlage die Daten per Modem übertragen und dann aufwändig dargestellt werden mussten, erfolgt jetzt die Datenvisualisierung auf einer AlpinGeo Projektwebseite. Diese Seite ist dem Projekt entsprechend relativ einfach und kostengünstig aufgebaut und bietet die wesentlichen Funktionen, damit das Büro Gysi Leoni Mader AG, die Überwachung der Stützmauer effizient und ohne grosse Einarbeitung ausführen kann. Sie ermöglicht eine sehr effiziente Auswertung und ergibt allen Beteiligten, Bauherr, Bauingenieur, Spezialisten und dem Systemlieferanten Sisgeo einen sofortigen Überblick über die für Ihre Tätigkeit wichtigen Informationen. Vorgefertigte Auswertungen stehen zur Verfügung, die mit individuell erstellten graphischen Darstellungen ergänzt werden. Auch wird die Ausgabe von Datenfiles ausgewählter Sensoren im Excel-Format wird ermöglicht.

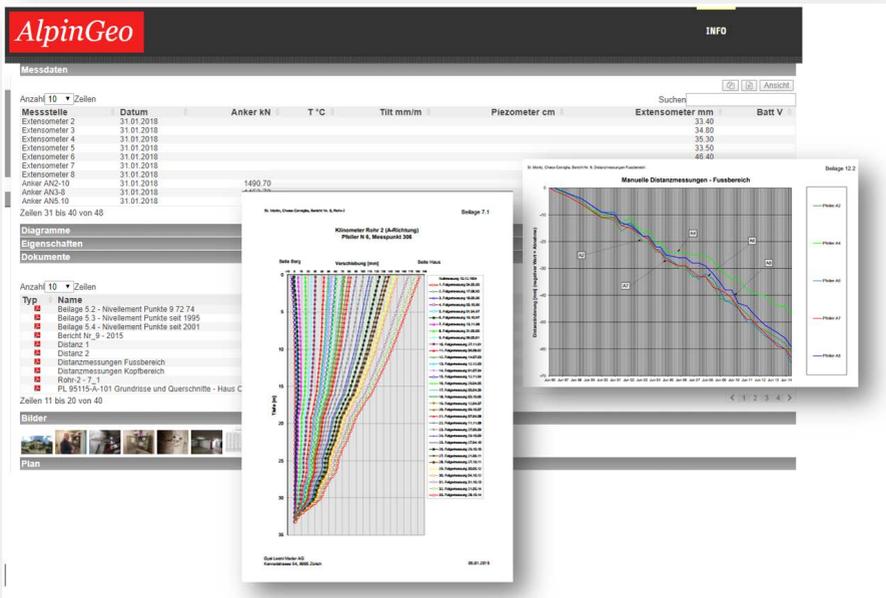


Abbildung 12: AlpinGeo-Projektwebseite Darstellung Ankerkraft- und Inklinometermessung



Abbildung 13: Ansicht Stützwand (AlpinGeo-Projektwebseite)

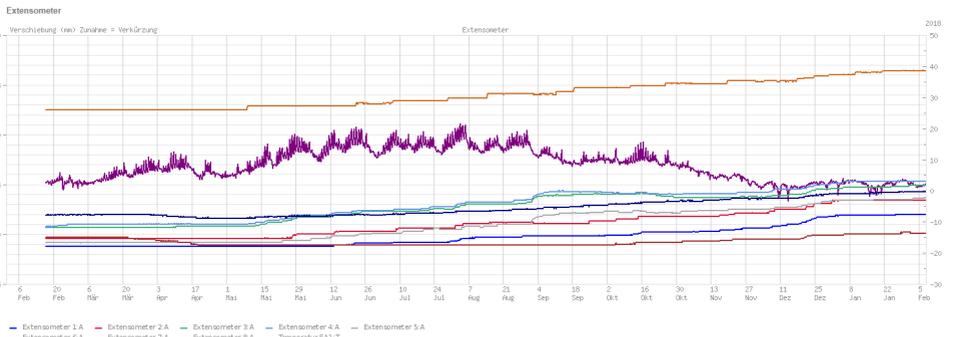


Abbildung 14: Extensometer zwischen Stützwand und Haus, Verschiebungen und Temperatur

5 Some Lessons to Learn

- Geotechnische Phänomene richten sich nicht nach der eingesetzten Messtechnik. Oft finden zu überwachende Verschiebungen nicht in der Richtung statt, in der die Extensometer versetzt worden sind. Extensometer sollten so ausgebildet und montiert werden, dass sie die, der Aufgabenstellung entsprechenden Größen messen. Verschiebungskomponenten radial zur Extensometerlängsachse sind bei der Beurteilung der Messergebnisse zu beurteilen und gegebenenfalls zu berücksichtigen.
- Quer zur Längsachse auftretende Verschiebungen können, sofern die Extensometerkonstruktion nicht statisch bestimmt montiert ist, die Messgeräte beschädigen und negativ beeinträchtigen.
- Standrohr-Piezometer sollten, um Messfehler zu vermeiden resp. zu minimieren, so ausgebildet werden, dass sie entlüftet werden können.
- Bei schwer zugänglichen Messstellen (z.B. in Bohrungen, an schwer zugänglichen Stellen an der Stützwand) wird empfohlen, redundante Messsysteme anzuordnen. Dies kann z.B. ein einfach manuell, ablesbares System sein. Im vorliegenden Fall ist das so realisiert, dass einerseits die Stützwand-Kopfverschiebung halbjährlich manuell erfasst wird und die Wasserdrücke hinter der Stützmauer am Manometer abgelesen werden können. Eine Redundanz zur Ankerkraftmessung ist hier leider nicht realisiert worden.
- Auch schwer zugängliche Messstellen erfordern bei Langzeitmessungen eine Kontrolle und gegebenenfalls eine Wartung. Wird dem zu Anfang in der Planung Rechnung getragen, ist der diesbezügliche Aufwand oftmals relativ klein.

6 Abschliessende Bemerkungen

Das Messsystem zur Überwachung der Stützwand Chesa Corviglia wird seit 1994 betrieben. Im Jahr 2017 wurde die Messanlage nach 22-jähriger Betriebszeit erneuert und um eine Webplattform erweitert. Diese Messanlage ist ein wichtiges Element um die Stabilität des Gebäudes und der Stützwand zu beurteilen und Massnahmen zur Gewährleistung der Sicherheit rechtzeitig zu planen und umzusetzen. Der anspruchsvolle Bauablauf, der im Jahre 2016 ausgeführten Stützwand-Sanierungsarbeiten, erforderte, bei der Ausführung der Instrumentierung, eine flexible Terminplanung. Für die gute Zusammenarbeit mit der Bauherrschaft Stockwerkeigentümer 'Chesa Corviglia', vertreten durch Lemm Immobilien, St. Moritz, mit der Fachbauleitung Gysi Leoni Mader AG sowie der Bauunternehmung Hartmann, St. Moritz möchten wir uns hiermit bedanken.

Referenzen

Puzrin, A.: Forschungsarbeiten und angewandte Forschung über die Kinematik von Kriechhängen. *In: Mitteilungen der Schweizerischen Gesellschaft für Boden und Felsmechanik, Herbsttagung, 7. November 2008, Zürich, S. 1-10*

Autor

Daniel Naterop Bauing. HTL

daniel.naterop@sisgeo.com

Sisgeo S. r. l.

www.sisgeo.com

Via F. Serpero 4/F1, 20060 Masate (MI), Italien

Tel.: +39-02.95.76.41.30

.. fünf der vielen hochwertigen **Sisgeo Messsysteme** ..



Inklinometer-Messketten

Modular, digital für vertikale und horizontale Messlinien



OMNIALog

Das Datenerfassungssystem für die Geotechnik mit integriertem Webserver und hoher Einsatzflexibilität



Mini-OMNIALog

Der kleine 4-Kanal Datenlogger mit 3G-Modem für die Geotechnik. Auch er mit integriertem Webserver, hoher Einsatzflexibilität, kostengünstig



CRD-400 Ablesegerät

Ein Gerät für alle analogen Sensoren (4-20mA, mV/V, NTC, Pt100, Schwingsaiten, Wheatstonesche Brücke) menugesteuert, spritzwasserdicht. Wie es halt sein sollte.

H-Level

Schlauchwaagen-Messsystem



www.sisgeo.com
info@sisgeo.com

Probefeld A7/K30 – Entwicklung und Umsetzung des Messkonzepts zum Last-Verformungsverhalten eines bewehrten Erdkörpers über punktförmigen Traggliedern

Hauke Sychla¹, Stefan Weihrauch¹, Sebastian Krohn², Thomas Hecht²

¹Grundbauingenieure Steinfeld und Partner Beratende Ingenieure mbB, Hamburg

²DEGES Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH, Berlin

1 Einleitung

Für den Neubau des Rampenbauwerks K30 südlich des Elbtunnels in Hamburg ist der Einsatz eines Baugrundverbesserungssystems als aufgeständertes Gründungspolster mit vertikalen Traggliedern aus Stahlbetonfertigrammpfählen geplant. Zur Verifizierung der Funktionalität und zur wirtschaftlichen Optimierung des Gründungsentwurfs wurde ein Teil der erforderlichen Baugrundverbesserung zeitlich vorgezogen, mit einem Erddamm belastet und messtechnisch begleitet.

In diesem Beitrag werden zunächst das Gesamtprojekt Ersatzneubau K30 im Rahmen des 8-spurigen Ausbaus der BAB 7 in Hamburg sowie die Motivation für das Probefeld erläutert, bevor im Anschluss die Planung und die Umsetzung des Probefelds und das zugrundeliegende Messkonzept vorgestellt werden.

Des Weiteren werden die technischen Umsetzungen der messtechnischen Installationen sowie der Einbau der Messtechnik beschrieben. Abschließend werden erste Ergebnisse der Messungen vorgestellt.

2 Projektvorstellung

2.1 Ersatzneubau K30

Die Bundesrepublik Deutschland, vertreten durch die Freie und Hansestadt Hamburg, beauftragte die DEGES mit der Planung und Realisierung des 8-streifigen Ausbaus der A7 im Stadtgebiet Hamburg. Innerhalb von weniger als 10 Jahren konnten mehrere Bauabschnitte nördlich des Elbtunnels zur Ausführung gebracht werden und stehen teilweise schon kurz vor dem Abschluss. Ende 2018 werden die ersten größeren Maßnahmen südlich des Elbtunnels anlaufen.

Besonders dringlich ist u. a. der Ersatzneubau der Hochstraßenrampe, die unmittelbar südlich des Elbtunnels liegt, mit der Kurzbezeichnung „K30“. Sie schließt direkt an das Trogbauwerk des Elbtunnels auf etwa 1 m Höhe über GOK an. In südlicher Richtung nimmt die Bauwerkshöhe über die Gesamtlänge von ca. 420 m auf ca. 6 m über GOK zu. Am südlichen Ende der K30 schließt die etwa 3,8 km lange Hochstraße Elbmarsch (Kurzbezeichnung „K20“) an, s. Abbildung 1. Die Breite der A7 beträgt im Bauwerksbereich der K30 ca. 45 m.



Abbildung 1: Luftbild mit Bauwerksgrenzen der K30 (links: Übergang zur Hochstraße Elbmarsch im Süden, rechts: Übergang zum Trogbauwerk des Elbtunnels im Norden)

Das Bestandsbauwerk wurde 1974 als Stahlbetonbauwerk errichtet. Zur Ausführung kam damals ein Sondervorschlag, bei dem der Stahlbetonüberbau direkt auf die über Gelände verlängerten Gründungspfähle abgesetzt wurde, s. Abbildung 2.



Abbildung 2: Untersicht Bestandsbauwerk K30 - Stahlbetonüberbau auf Stahlrohrpfählen

Aufgrund der im Rahmen der Nachrechnung ermittelten geringen aufnehmbaren Verkehrslasten und der zum Teil erheblichen Schäden im Bereich der Bauwerksfugen fiel die Entscheidung zum Ersatzneubau der K30. Aus Kosten- und Unterhaltungsgründen wird das Brückenbauwerk durch ein Dammbauwerk ersetzt. Im Rahmen der Vorplanung wurden verschiedene Dammvarianten untersucht. Die Vorzugsvariante ist in Abbildung 3 dargestellt. Zwischen den tiefgegründeten Winkelstützwänden erfolgt eine Baugrundverbesserung mit Stahlbetonfertigrampfpfählen und darüber liegendem Gründungspolster aus mehreren Lagen Geogitter.

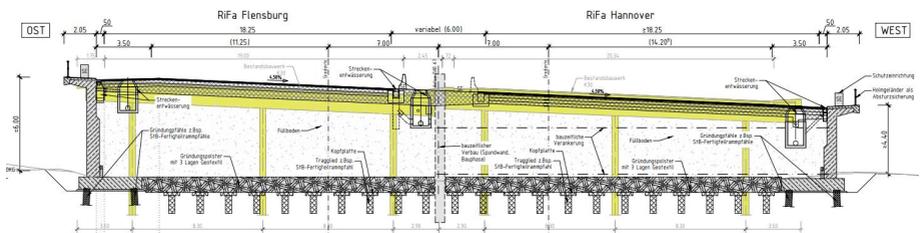


Abbildung 3: Querschnitt des Ersatzneubaus mit Abbruch Bestandsbauwerk K30 (gelb)

Der Ersatzneubau erfolgt in zwei Bauabschnitten getrennt nach Richtungsfahrbahn Ost und West, sodass bauzeitlich eine rückverankerte Spundwand als Mittellängsverbau notwendig wird.

Das hohe Verkehrsaufkommen auf der A7 in diesem Bereich von rund 120.000 Fzg. pro Tag macht es erforderlich, dass 3 Fahrstreifen pro Fahrtrichtung auch während der gesamten Bauzeit für den Verkehr zur Verfügung stehen. Diese Forderung ließ sich nur durch die Planung eines Hilfsdamms erfüllen, der 2 Fahrstreifen der Richtungsfahrbahn Hannover westlich an der K30 vorbeiführt, s. Abbildung 4. Für diesen temporären Hilfsdamm kommen wie für den Hauptdamm ebenfalls Stahlbetonfertigrampfpfähle mit darüber liegendem Gründungspolster zum Einsatz.

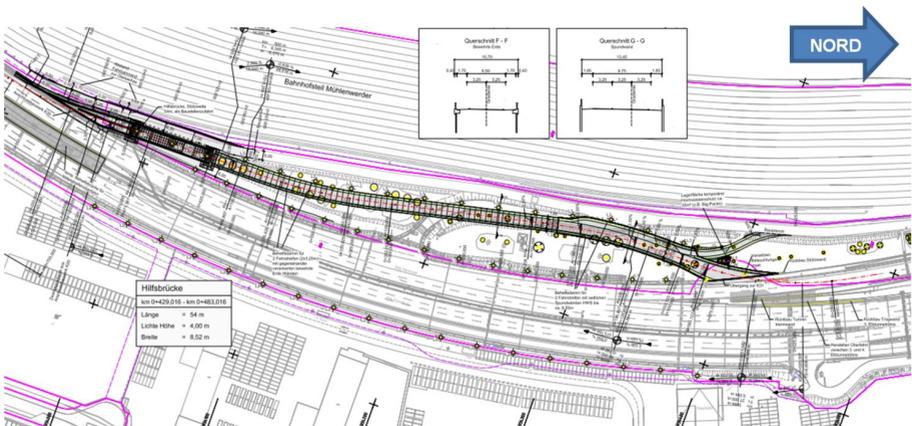


Abbildung 4: Grundriss mit Hilfsdamm westlich des Hauptbauwerks

In der Hamburger Elbmarsch sind relativ mächtige Weichschichten anzutreffen, die von sandigen Auffüllungen überlagert werden. Tragfähige Sande liegen in einer Tiefe von ca. 12 m unter GOK, sodass Rammfahllängen von ca. 15 m erforderlich werden. Im Zuge der Planung wurden verschiedene Bemessungsansätze kontrovers diskutiert. Konservative Berechnungsansätze, bei denen negative Mantelreibung, resultierend aus Kompression der Weichschichten infolge Durchhang der Geogitterbewehrung, in erheblichem Umfang berücksichtigt wurde, führten zum Teil zu erheblich längeren Pfählen. Die Rammbarkeit von Fertigteilpfählen mit diesen theoretischen Längen in den dicht gelagerten Sanden war anzuzweifeln. Um den Effekt der negativen Mantelreibung zu

klären und die gewählten Bemessungsansätze zu bestätigen, wurde das Trag- und Verformungsverhalten von Dammkörper und Baugrundverbesserung durch den Bau eines Probefeldes vor Ort untersucht. Das Probefeld wurde in die Achse des Hilfsdammes gelegt, sodass die Gründungselemente nicht nur für den Großversuch, sondern auch für die Gründung des Hilfsdammes genutzt werden. Die Kosten für das Probefeld halten sich daher im Rahmen. Für Hauptbauwerk und Hilfsdamm sind zusammen rund 7.000 Pfähle erforderlich. Das Probefeld besteht aus insgesamt 49 Pfählen. Daher ist es auch unter wirtschaftlichen Gesichtspunkten vertretbar, in einem Großversuch realistische Bemessungsansätze projektspezifisch zu ermitteln, um Planungs- und Vertragssicherheit zu schaffen. Die Fertigteilrammpfähle sind in dem Verbundsystem mit dem geogitterbewehrten Tragpolster im Sinne des „Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund“ [FGSV 542] sogenannte „starre Tragglieder“. Zur Pfahlbemessung finden sich in diesem Merkblatt keine Hinweise; das Gleiche gilt auch für die „EA-Pfähle“ [DGGT AK 2.1] für diesen Anwendungsfall. Insofern hat das Probefeld K30 auch den Charakter einer Grundsatzuntersuchung. Bei künftig durch DEGES in Hamburg zu realisierenden Projekten, wie z. B. dem Neubau der BAB 26, werden solche Bauweisen auch noch Anwendung finden. Insofern ist auch im Hinblick darauf die Investition gerechtfertigt.

2.2 Baugrundverbesserung

Zur Abtragung der Lasten aus dem zu errichtenden Erddamm ist eine Baugrundverbesserung im Bereich zwischen den Stützwänden geplant. Diese besteht aus einem geogitterbewehrten Sandpolster über starren vertikalen Traggliedern aus Stahlbetonfertigrammpfählen (35 cm x 35 cm), die mit einer lastverteilenden Kopfplatte (\varnothing 70 cm) versehen sind. Die 2-lagige Bodenbewehrung besteht aus quer zueinander verlegten Geogittern mit Nennzugfestigkeiten von 600 kN/m in Längs- und 100 kN/m in Querrichtung. Abbildung 5 zeigt einen Detailquerschnitt des Systems der Baugrundverbesserung. Zu sehen sind die vertikalen Tragglieder mit Kopfplatte und der Aufbau des 2-lagigen Gründungspolsters mit jeweils einer Sandschicht von 20 cm Dicke unter bzw. zwischen den einzelnen Lagen. Die Tragglieder werden in einem Rechteckraster mit einem Achsabstand zwischen rd. 2,0 m und rd. 2,3 m angeordnet. Zur Minimierung von Setzungsunterschieden zwischen dem Bereich der Baugrundverbesserung und den tiefgegründeten Winkelstützwänden sind die Umschläge der unteren Geogitterlage bis in

den Bereich der Baugrundverbesserung geführt, sodass sich im Übergangsbereich ein 3-lagiger Aufbau des geogitterbewehrten Sandpolsters ergibt.

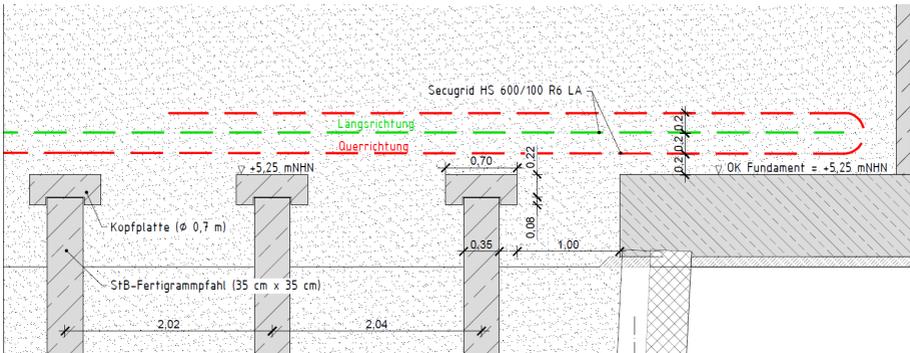


Abbildung 5: Detailquerschnitt Baugrundverbesserung K30

3 Profefeld

3.1 Standort

Durch die Anordnung des Profefeldes innerhalb der Trasse des westlich der K30 verlaufenden Hilfsdamms kann die herzustellende Baugrundverbesserung später auch für diesen genutzt werden. Der ausgewählte Standort im nördlichen Bereich berücksichtigt die vorhandene Vegetation in Verbindung mit Fällverböten, die generelle Baugrundsichtung sowie den erforderlichen Platzbedarf. Die folgende Abbildung 6 zeigt den Standort des Profefeldes in der Hilfsdammtrasse westlich der K30.



Abbildung 6: Standort Profefeld

Die folgende Abbildung 7 zeigt die Ergebnisse der Kleinbohrung KRB24 zusammen mit den Ergebnissen der zusätzlich ausgeführten Bohrungen B1/2017 und B2/2017 im Bereich des Probefeldes. Auf eine Darstellung von zusätzlich ausgeführten Drucksondierungen wird an dieser Stelle verzichtet.

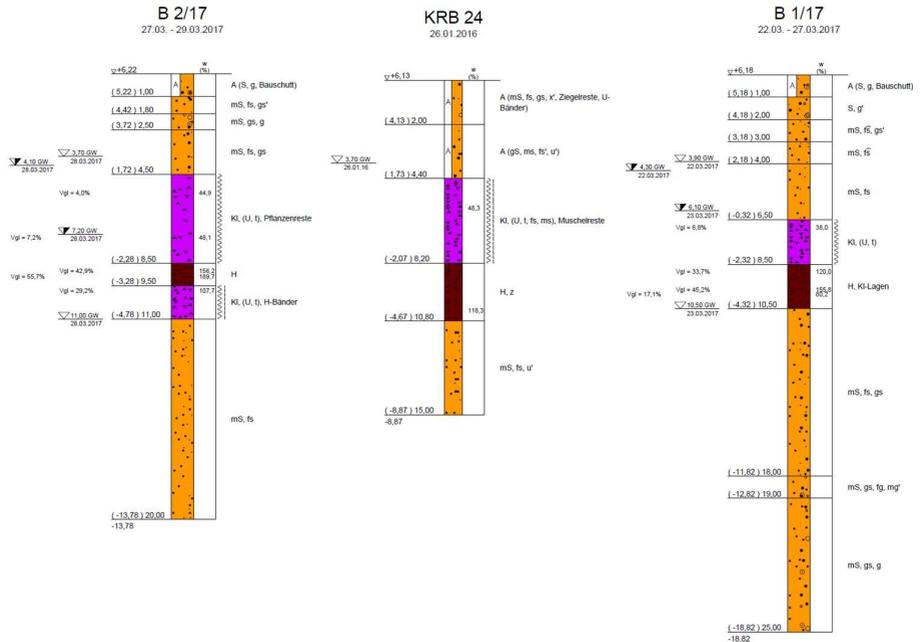


Abbildung 7: Erkundete Baugrundsichtung im Probefeld

Danach stehen im Bereich des Probefeldes sandige Auffüllungen mit Mächtigkeiten zwischen rd. 4,5 m und rd. 6,0 m an. Darunter folgen holozäne Weichschichten aus Klei und Torf, die von gut tragfähigen holozänen Sanden unterlagert werden. Die Weichschichten besitzen eine Mächtigkeit zwischen rd. 4,6 m und rd. 6,5 m.

3.2 Umsetzung

Für das Probefeld wurden 49 Stahlbetonfertigrammpfähle (35 cm x 35 cm Kantenlänge) als vertikale Tragglieder in einem Raster von (überwiegend) 2,0 m x 2,0 m in den Boden eingebracht. Die Pfähle wurden gekappt und auf einem Frischmörtelbett die Pfahlkopfplatten aufgelegt. Nach Installation eines hydrostatischen Linienmesssystems

(vgl. Abschnitt 4.1) folgten der Aufbau des 2-lagigen geogitterbewehrten Sandpolsters und anschließend der Bau des Erddamms als Belastungskörper. Für eine möglichst realitätsnahe Abbildung der bei der Hauptmaßnahme auftretenden maximalen Lasten auf das Baugrundverbesserungssystem ergab sich eine Dammhöhe von 6,40 m über den Pfahlkopfplatten. Um Setzungen außerhalb des Pfahlrasters zu vermeiden, ergab sich daher eine verhältnismäßig steile Böschung des Erddamms von etwa 65°. Als Böschungssicherung wurden in insgesamt 5 Lagen sandgefüllte Kunststoff-Großsäcke (Big Bags) verwendet, die auf der Innenseite mit einem Vlies ausgelegt wurden, um ein Auslaufen des Füllsandes zu vermeiden. Die steile Böschung machte weiterhin den Einbau eines weiteren Geogitters zur Sicherstellung der Standsicherheit der Böschung erforderlich. In der folgenden Abbildung 8 sind der Aufbau der Baugrundverbesserung sowie der Belastungsdamm im Querschnitt dargestellt.

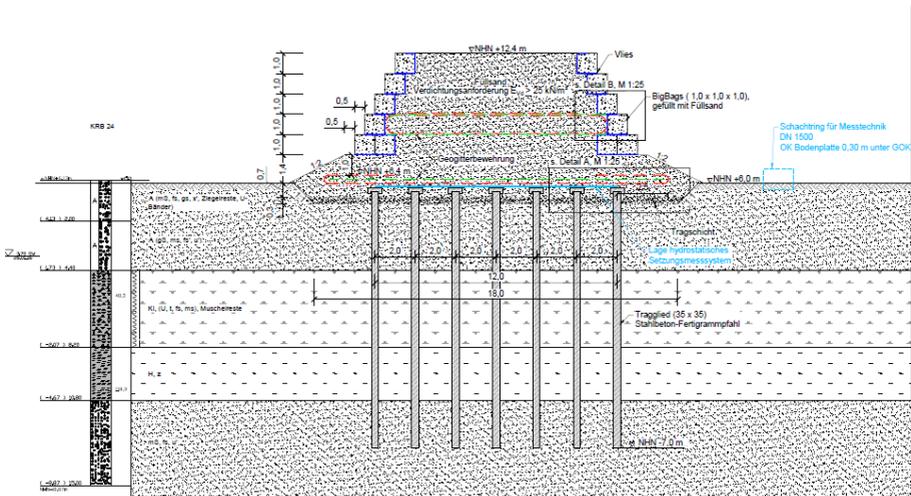


Abbildung 8: Querschnitt Probefeld

3.3 Messkonzept

Zur Verifizierung der Funktionalität des Gründungsentwurfs sind einerseits das Setzungsverhalten des Gesamtsystems und andererseits die Normalkraftentwicklung in den Traggliedern von besonderem Interesse. Hierfür wurde ein umfangreiches Messkonzept entwickelt.

Während das Setzungs- und Tragverhalten des Baugrundverbesserungssystems im Bereich der Gründungsebene zwischen Traggliedern, Kopfplatten und Geogitter für das Last-Verformungsverhalten des Tragsystems untersucht werden sollen, ist auch die zeitliche Entwicklung der Setzungen an der Dammoberkante für die Gebrauchstauglichkeit des Bauwerks von Bedeutung. Eintretende Setzungen sollen noch während der Bauzeit durch den weiteren Dammbau kompensiert und die Restsetzungen nach Verkehrsfreigabe auf ein tolerierbares Maß begrenzt werden. Zur Bestimmung des Setzungsverhaltens an der Dammoberkante wurden nach Fertigstellung des Erdbaus Setzungspegel auf dem Probefeldkörper angeordnet.

Für die Untersuchung des Last-Verformungshaltens in der Gründungsebene wird mittels hydrostatischer Linienvermessung ein hochauflösendes Verformungsmesssystem in der Ebene der Kopfplatten-Oberkante installiert. Hierdurch ist es möglich, die Setzungen der Tragglieder und der Pfahlzwischenbereiche mit einem Messpunktabstand von nur wenigen Zentimetern zu ermitteln.

Die Bestimmung der Pfahlnormalkräfte innerhalb der Tragglieder erfolgt indirekt über Dehnungsmessungen in jeweils 9 Messquerschnitten in 7 Messpfählen. Hierbei werden die durch die Pfahlnormalkräfte hervorgerufenen Dehnungen mit Hilfe von zuvor einbetonierten Dehnungssensoren bestimmt und aus den gemessenen Stauchungen die korrespondierende Pfahlnormalkraft berechnet.

Zusätzlich werden die Messpfähle mit Druckmessdosen zwischen Pfahl und Kopfplatte ausgerüstet, um die über den Pfahlkopf in die Tragglieder eingeleiteten Lasten aus dem Gründungspolster und dem Erddamm direkt zu messen.

4 Messtechnik

4.1 Hydrostatische Linienvermessung, System Lhotzky

Die Ermittlung der Verformungen in der Ebene der Kopfplatten sollte möglichst in der gesamten Fläche der Baugrundverbesserung erfolgen. Durch die Anordnung der Messachsen in zwei Richtungen und jeweils über allen Kopfplattenreihen und in den Zwischenräumen ergab sich eine Gesamtlänge des Messschlauches von rd. 300 m. Dies hätte eine sehr lange Messdauer mit einem Messpunktabstand von wenigen Zentimetern zur Folge gehabt und Störungen des Bauablaufs nach sich gezogen.

Aus diesem Grund wurde die Messstrecke in zwei Messrichtungen mit jeweils rd. 150 m Messlänge aufgeteilt. Des Weiteren wurde jeweils die Hälfte der äußeren Pfahlreihe als Anlaufstrecke mit hohem Messpunktabstand eingerichtet. Durch diese Maßnahmen ist es gelungen, im Kernbereich der inneren 25 Tragglieder ein engmaschiges Messraster mit einem Messpunktabstand von rd. 5 cm zu erreichen bei gleichzeitiger Minimierung der Messdauer. Die Messungen konnten so auch während der Bauzeit regelmäßig über Nacht durchgeführt werden, ohne den Bauablauf zu stören. Die Konfiguration der hydrostatischen Linienvermessung ist in Abbildung 9 dargestellt.

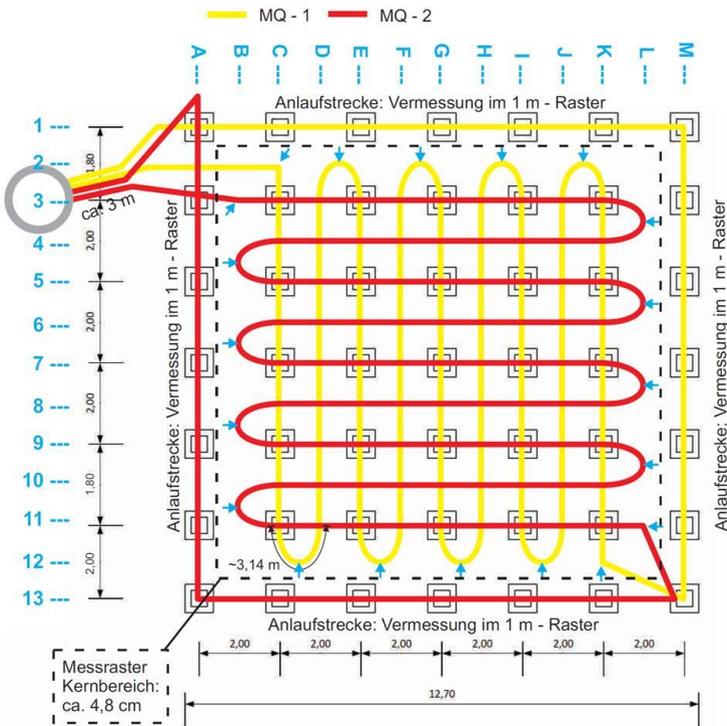


Abbildung 9: Konfiguration hydrostatische Linienvermessung

Die Verlegung der Messschläuche erfolgte direkt über den Pfahlkopfplatten und in den Achsen dazwischen. Zur Lagefixierung und zum Schutz der Messschläuche wurden zugeschnittene Gummimatten an den Rändern der Kopfplatten untergelegt und Hartholzkeile an den Kreuzungspunkten der Messschläuche auf den Kopfplatten (vgl.

Abbildung 10). Die Lage der Messschläuche während des Sandeinbaus wurde mit Sandsäcken sichergestellt. Zur Durchführung der Messungen und Anbindung an das Höhensystem wurden die beiden Messquerschnitte in einem Schachtring (DN 1500) zusammengeführt. In Abbildung 10 sind Bilder des Linienmesssystems während des Einbaus dargestellt.



Abbildung 10: Einbau hydrostatische Linienvermessung

4.2 Traggliedmessungen

4.2.1 Druckmessdosen

Für das Verständnis des Last-Verformungs- sowie des Tragverhaltens des aufgeständerten Gründungspolsters ist eine der zentralen Fragen, welcher Anteil der aufgebrachtten Lasten aus dem Erddamm direkt über die Tragglieder abgetragen wird und welcher Anteil in den Boden zwischen den Kopfplatten eingeleitet wird. Die Kenntnis der direkt über die Kopfplatten in die Tragglieder eingeleiteten Kräfte ist sehr hilfreich für die Interpretation des Normalkraftverlaufs in den Traggliedern. Zusammen mit dem obersten Messquerschnitt der Dehnungssensoren im Bereich unterhalb der Kopfplatten ist hiermit

ein redundantes Messsystem vorhanden, um die Plausibilität der erzielten Messergebnisse zu überprüfen.

Die Druckmessdosen der Fa. GEOKON, Lebanon, USA, bestehen aus einer mit Öl gefüllten Mess-Membran zwischen zwei Widerlagerplatten aus Stahl. An der seitlich aus der Mess-Membran herausgeführten Druckleitung schließt der Drucksensor an, der den Öldruck innerhalb der Membran misst. Über die entsprechende Fläche der Membran kann somit die in den Pfahl eingeleitete Kraft ermittelt werden.

Um die Druckmessdosen möglichst horizontal als auch parallel zur Pfahloberfläche und Kopfplattenunterseite einzubauen, Unebenheiten der gekappten Pfähle auszugleichen und eine vollflächige Bettung der Druckmessdosen zu gewährleisten, wurde auf die gekappten Pfähle zunächst eine Ausgleichsschicht aus einem Gemisch aus Epoxid-Harz und Quarz-Sand aufgebracht (Abbildung 11, oben links). Auf diese noch nicht ausgehärtete Bettungsschicht wurden die Druckmessdosen aufgelegt bzw. leicht eingedrückt (Abbildung 11, oben rechts). Um kleinere Unebenheiten in der Aussparung der Kopfplatte auszugleichen, wurden die Druckmessdosen mit einer dünnen Gummimatte versehen (Abbildung 11, unten links) und die Kopfplatten anschließend aufgelegt (Abbildung 11, unten rechts).



Abbildung 11: Einbau Druckmessdosen

4.2.2 Dehnungssensoren

Für die Bestimmung der Normalkräfte in den Traggliedern wurden Dehnungssensoren mit schwingender Saite (Fa. GEOKON) in jeweils neun Messquerschnitten der sieben Messpfähle verbaut. Je Messquerschnitt wurden zwei Dehnungssensoren gegenüberliegend am Bewehrungskorb montiert (Abbildung 12). Die Sensoren wurden mittels Abstandhaltern aus Holz und Kabelbindern an der Längsbewehrung befestigt.

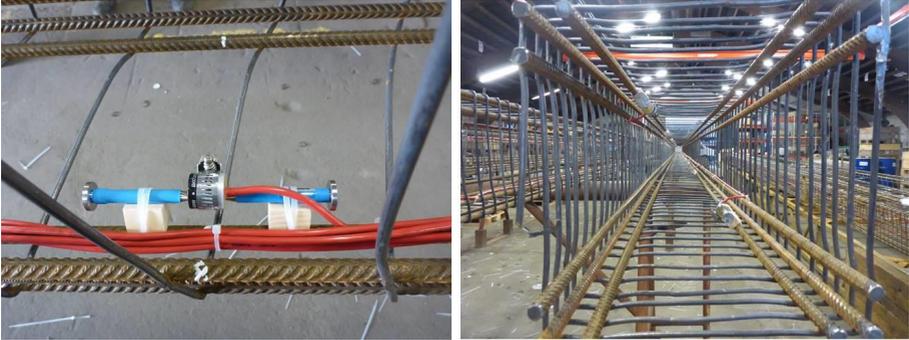


Abbildung 12: Einbau Dehnungssensoren

Die Kabel wurden in der jeweiligen Messachse an den darüber liegenden Sensoren vorbei und seitlich aus dem Pfahl herausgeführt. Hierfür wurden die Messkabel einer Messachse jeweils gebündelt durch ein Leerrohr geführt, welches anschließend mit einem Polymer-Kunststoff vergossen wurde (Abbildung 13). Durch die hohe Festigkeit und große Scherdehnung des Kunststoffes werden die Messkabel optimal fixiert sowie ein Teil der Rammenergie absorbiert und Beschädigungen der Messkabel durch das Rammen verhindert.



Abbildung 13: Herausführung und Schutz Messkabel

4.2.3 Anschluss an Messwerterfassung

Aufgrund der Anzahl an Sensoren je Messpfahl und die benötigten Kabellängen von den Messpfählen zur Datenerfassung in einem Baucontainer neben dem Probefeld sind Gesamtkabellängen erforderlich, die die Handhabung der Pfähle beim Betonieren im Werk, beim Transport und beim Rammen extrem erschweren würden. Zudem könnte der Schutz und die Unversehrtheit der Messkabel bei derartigen Längen nicht gewährleistet werden. Aus diesem Grund wurden die in den Pfählen installierten Kabel so konfektioniert, dass sie nur etwa 1,5 m aus den Pfählen herausragen.

Zur Verlängerung der Messkabel bis zur Messwerterfassung und zur Reduzierung der Gesamtanzahl wurden die Messkabel anschließend mittels speziell angefertigter Anschluss-Boxen an jeweils zwei Sammelkabel je Messpfahl angeschlossen. Die Messkabel der Druckmessdosen waren ab Werk ausreichend lang konfektioniert, um sie bis zur Messwerterfassung zu führen.



Abbildung 14: Kabelverbindung und -verlegung

Die Abbildung 14 zeigt den Anschluss der einzelnen Messkabel der Dehnungssensoren an die Sammelkabel. Durch wasserdichte Kabeldurchführungen wurden die Kabel von beiden Seiten in die Anschluss-Boxen geführt und die einzelnen Litzen miteinander verbunden. Anschließend wurde das innere der Boxen mit einem 2-Komponenten-Epoxidharz vergossen, um einen dauerhaften Schutz sowohl gegen mechanische Einwirkungen als auch Wasserzutritt sicherzustellen.

Die folgende Abbildung 15 zeigt die Messwerterfassung mit dem Datalogger (rechts) und fünf Multiplexern zum Anschluss der insgesamt 146 Sensoren (126 Dehnungssensoren, 6 Temperatursensoren in den Pfählen, 7 Druckmessdosen und 7 Temperatursensoren an den Druckmessdosen).



Abbildung 15: Multiplexer und Datalogger

5 Erste Ergebnisse

5.1 Hydrostatische Linienvermessung

Nach der Installation des Messsystems und Durchführung der Nullmessung Anfang November 2017 wurden die Folgemessungen bis Mitte Januar 2018 fast durchgängig im Abstand von jeweils einer Woche ausgeführt. Hierbei zeigt sich in sämtlichen Messachsen im Kernbereich ein sehr ähnliches Bild der ermittelten Verformungen.

In der Abbildung 16 ist in den beiden oberen Grafiken jeweils die Höhenlage (bezogen auf NHN) der beiden quer zueinander verlegten Messschläuche in der jeweils mittleren Achse für sämtliche Messtermine dargestellt. D. h. bei den in der Mitte der Grafiken skizzierten Kopfplatten (graue Rechtecke) handelt es sich jeweils um die Kopfplatte des Tragglieds in der Mitte des Probefeldes. Es ist gut zu erkennen, dass die Höhenlage des Messschlauchs in der linken Grafik über den Kopfplatten oberhalb der entsprechenden Lage in der rechten Grafik liegt. Das bedeutet, dass dieser Messquerschnitt als zweites verlegt wurde und der Messschlauch an den Kreuzungspunkten über dem Messschlauch des zuerst verlegten Messquerschnitts liegt.

Die Messkurvenverläufe zeigen eine sehr gute Reproduzierbarkeit der Höhenlage der eingebauten Messschläuche. Die relativen Höhenverläufe mit „Peaks“ im linken Bild (oberer Messschlauch mit höchstem Punkt) und „Plateaus“ im rechten Bild (unterer Messschlauch flach über Kopfplatte verlegt) spiegeln sehr genau den jeweiligen Einbau der Messschläuche wider.

In den unteren beiden Grafiken in der Abbildung 16 ist für jeden Messtermin nach der Nullmessung jeweils die Differenz zur Nullmessung aufgetragen. Es wird deutlich, dass sich die Setzungen gleichmäßig innerhalb des gesamten Messquerschnitts im Rahmen der Messgenauigkeit entwickeln und es nur zu verhältnismäßig geringen Setzungsunterschieden zwischen den Kopfplatten und den Zwischenbereichen kommt. Dieses Gesamtbild zeigt sich auch in den anderen Messquerschnitten entlang der Traggliedreihen.

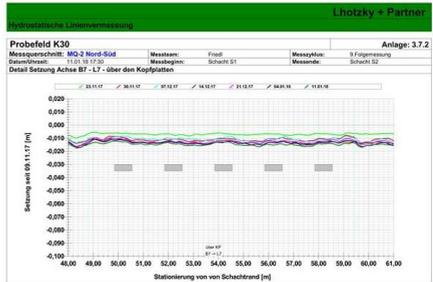
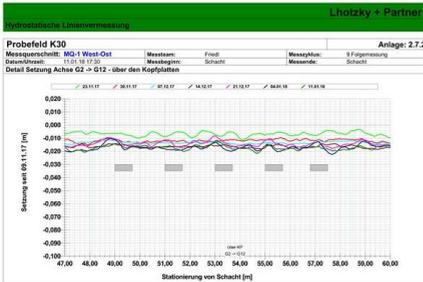
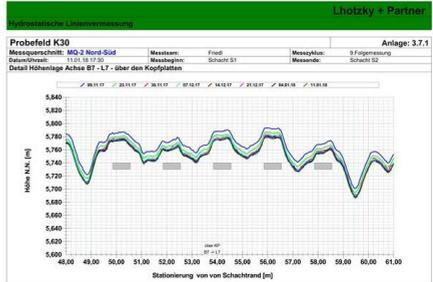
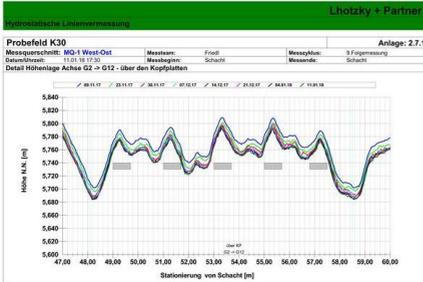


Abbildung 16: Absolute Höhen und Setzungen über den Kopfplatten

In den Zwischenbereichen der Tragglieder bzw. der Kopfplatten zeigt sich ein ähnliches Verformungsverhalten. In Abbildung 17 sind die ermittelten Setzungen am jeweiligen Messtermin bezogen auf die Nullmessung für die beiden nächsten Zwischenbereiche nördlich und südlich der Mittelachse (Verlegung West-Ost, links) und für die beiden Zwischenbereiche westlich und östlich der Mittelachse (Verlegung Nord-Süd, rechts) dargestellt. Die Setzungsverläufe sind verhältnismäßig konstant und betragsmäßig gleich den Setzungsverläufen in den Achsen der Tragglieder bzw. Kopfplatten.



Abbildung 17: Setzungen zwischen den Kopfplatten

5.2 Messungen an den Traggliedern

5.2.1 Erläuterungen zu den Messergebnissen

Die Lücke in den Messwertverläufen der folgenden Abbildungen resultiert aus einer Abschaltung des gesamten Messwertfassungssystems über einen Zeitraum von etwa 20 Stunden, um die Stromversorgung der Baustelle umzubauen.

Die in den Traggliedern ermittelten Kräfte und Kraftverläufe werden derzeit noch ausgewertet und bei der Ausschreibung der Gesamtbaumaßnahme des Ersatzneubaus K30 berücksichtigt. Auf eine betragsmäßige Angabe der ermittelten Kräfte in den Traggliedern sowie Zuordnungen zu den entsprechenden Tiefenlagen der Messquerschnitte muss daher zum jetzigen Zeitpunkt verzichtet werden. Aus diesem Grund werden zurzeit noch keine Interpretationen der erzielten Messergebnisse vor- und zur Diskussion gestellt. Das Hauptaugenmerk liegt daher bei der Qualität und Plausibilität der erzielten Messergebnisse.

5.2.2 Installation der Messtechnik und Messwertaufkommen

Die Installation der Dehnungssensoren im Pfahlwerk lief problemlos und schnell und konnte wie geplant umgesetzt werden. Die Herausführung der Messkabel durch Leerrohre und das anschließende Vergießen mit dem elastischen Polymer-Kunststoff hat sich ebenfalls bewährt. Das Handling der großen Anzahl aber kurzen Längen an Messkabeln an den Pfählen verlief problemlos und führte zu keinerlei Behinderungen beim Transport und Einbau.

Das Auflegen der Druckmessdosen auf die Pfahlköpfe war ebenfalls einfach und schnell. Insbesondere die Vorbereitung der Pfahlköpfe durch Aufbringung der hochfesten Ausgleichsschicht hat sehr gut funktioniert. Hierdurch war es möglich, das Kappen der Pfähle schnell und einfach umzusetzen, ohne auf eine besondere Oberflächenbeschaffenheit des gekappten Pfahls achten zu müssen.

Das Verbinden der insgesamt 126 Messkabel der Dehnungssensoren mit den 14 Sammelkabeln mit den Anschluss-Boxen funktionierte auch schnell und einfach. Das anschließende Vergießen ist mit einfachen Hilfsmitteln auf der Baustelle problemlos möglich.

Es wurden insgesamt 146 Sensoren an die Messwertaufzeichnung angeschlossen. Seit Beginn der Messwertaufzeichnung im Oktober 2017 liefert jeder Sensor verlässlich alle 5 Minuten einen plausiblen Messwert. Eine Ausfallquote von 0,00 % bei der verwendeten Anzahl an Sensoren, der überwiegende Teil davon vor dem Einbringen in Rammpfähle verbaut, ist außergewöhnlich und aus messtechnischer Sicht ein großer Erfolg.

5.2.3 Druckmessdosen

Mit Hilfe der Druckmessdosen, die zwischen OK Tragglied und Kopfplatte verbaut wurden, werden die über die Kopfplatten in die Tragglieder eingebrachten Kräfte berechnet. In Abbildung 18 sind diese Kräfte für alle sieben Messpfähle von Beginn der Messungen bis Anfang 2018 aufgetragen.

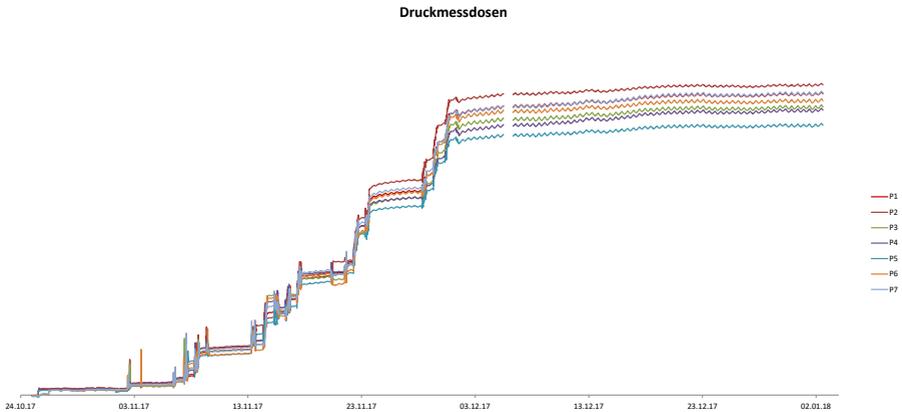


Abbildung 18: Kraftverläufe Druckmessdosen

Die Kraftverläufe zeigen eine stetige Entwicklung der Kräfteinleitung in die einzelnen Tragglieder. Die Bandbreite der berechneten Kräfte für die sieben Messpfähle ist, insbesondere für die frühe Phase des Messzeitraums, sehr klein, woraus sich eine hohe Qualität und Belastbarkeit der Messdaten ableiten lässt.

Durch das für alle Messgeber gewählte Abtastintervall von 5 Minuten lassen sich kurzzeitige, dem Bauablauf entsprechende Lasterhöhungen in den Kraftverläufen erkennen. Dies sind beispielsweise Überfahrungen einzelner Tragglieder mit Geräten des Erdbaus oder lokale Aufschüttungen großer Mengen Füllsandes zur weiteren Verteilung im Probefeld.

5.2.4 Dehnungssensoren

Die Dehnungssensoren sind paarweise gegenüberliegend in den einzelnen Messquerschnitten angeordnet. Für die weitere Berechnung der Pfahlkräfte wird der Mittelwert aus beiden Sensoren je Messquerschnitt herangezogen. So lassen sich Einflüsse aus dem Einbau bzw. dem Betonieren, Unterschiede in der Beton-Zuschlags-Matrix u. a. kompensieren. Mit der so ermittelten Dehnung sowie der Querschnittsfläche und dem E-Modul des Betons wird die Pfahlnormalkraft für die insgesamt 63 Messquerschnitte in sieben Messpfählen ermittelt.

In der folgenden Abbildung 19 sind für den Messpfahl P3 die Pfahlnormalkräfte aller neun Messquerschnitte über die Zeit aufgetragen. Die einzelnen Laststufen durch Erhöhung der Überschütthöhe sind ähnlich wie bei den Druckmessdosen in den einzelnen Kraftverläufen zu erkennen (vgl. Abschnitt 5.2.3). Wie bei den Ergebnissen der Druckmessdosen sind auch bei allen Dehnungssensoren stetige Entwicklungen der Pfahlnormalkräfte zu beobachten.

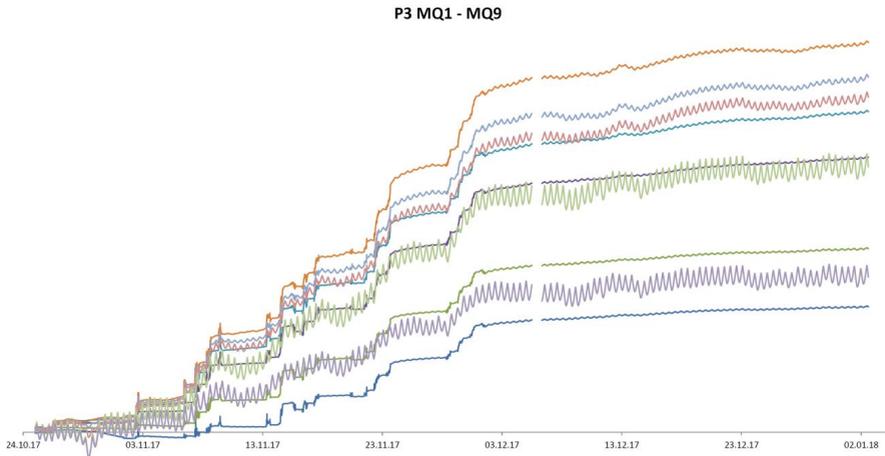


Abbildung 19: Kraftverläufe P3

5.2.5 Richtigkeit der Messergebnisse

Bei der Erstellung des Messkonzepts für das Probefeld stellte sich die Frage, ob die Druckmessdosen zwischen Pfahloberkante und Kopfplatte zwingend erforderlich sind. Durch die Anordnung des obersten Messquerschnitts der Dehnungssensoren wenige Dezimeter unterhalb der Kopfplatten kann ebenfalls die in den Pfahl über die Kopfplatte eingeleitete Kraft mit hinreichender Genauigkeit ermittelt werden. Mit der Umsetzung des in Abschnitt 3.3 beschriebenen Messkonzepts wurde nunmehr eine Kontrollmöglichkeit zur Überprüfung der erzielten Messergebnisse geschaffen.

In der folgenden Abbildung sind die Ergebnisse der Kraftberechnung aus den Druckmessdosen (links) und die Ergebnisse der Ermittlung der Pfahlnormalkräfte in den jeweils obersten Messquerschnitten (rechts) für alle Messpfähle dargestellt. Die beiden Diagramme wurden mit derselben Skalierung der Ordinaten erstellt.

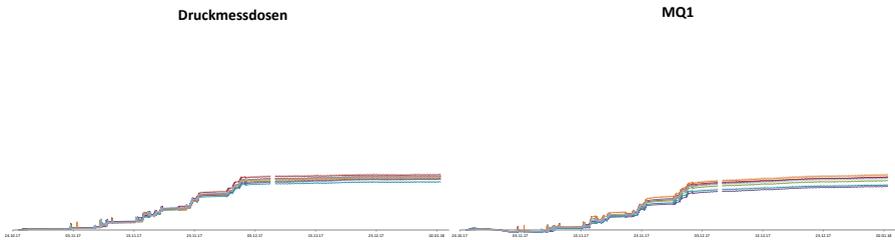


Abbildung 20: Plausibilität der Kraftmessungen

Es kann festgestellt werden, dass die sowohl mit den Druckmessdosen als auch mit den Dehnungssensoren erzielten Ergebnisse der Pfahlnormalkräfte im oberen Bereich der Tragglieder mit hinreichender Genauigkeit übereinstimmen. Durch den Einsatz dieser zwei Messmethoden gelingt die gegenseitige Überprüfung der Messergebnisse auf Plausibilität. Für zukünftige Messkonzepte kann daher die gezielte Implementierung von Redundanzen mit unterschiedlichen Messmethoden empfohlen werden.

Literatur

FGSV 542; Merkblatt über Straßenbau auf wenig tragfähigem Untergrund, *Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen e. V.*; Ausgabe 2010, *Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau, FGSV Verlag, Köln 2010*

DGGT AK 2.1; EA-Pfähle Empfehlungen des Arbeitskreises Pfähle, Deutsche Gesellschaft für Geotechnik (DGGT), Dortmund, Ernst & Sohn, 2. Auflage, 2012

Autoren

Dipl.-Wirtsch.-Ing. Hauke Sychla

h.sychla@steinfeld-und-partner.de

Dr.-Ing. Stefan Weihrauch

s.weihrauch@steinfeld-und-partner.de

Grundbauingenieure Steinfeld und Partner

Beratende Ingenieure mbB

www.steinfeld-und-partner.de

Reimersbrücke 5, 20457 Hamburg

Tel.: 040 38 91 39-0

Dr.-Ing. Sebastian Krohn

krohn@deg.es.de

Dipl.-Ing. Thomas Hecht

hecht@deg.es.de

DEGES

Deutsche Einheit Fernstraßenplanungs- und -bau GmbH

www.deg.es.de

Zimmerstraße 54, 10117 Berlin

Tel.: 030 202 43-0

Online, inline und insitu Messung der Spannungsverteilung in Beton

Dipl.-Ing.(FH), Dipl.-Ing.-ök. Frank-Michael Jäger
IBJ-Technology

Sensoren auf der Basis des akusto-elastischen Effektes gestatten eine kostengünstige Überwachung von Betonbauwerken. Die Sensoren können sowohl nachträglich als auch bei der Errichtung der Bauwerke eingebracht werden. Neben lokalen Spannungszuständen und deren Veränderung über einen längeren Zeitraum hinweg, können dynamische Einflüsse, wie Verkehrsbelastung oder Schockwellen durch Impakte mit der hohen Auflösung erfasst werden. Standardmäßig können die Sensoren in Datennetzstrukturen wie Ethernet oder WLAN betrieben werden. Der Anschluss kann über handelsübliche Router erfolgen. Eine kompakte Sensorelektronik in IP67 arbeitet mit konfektionierten Sensoren für Kompression und Dehnung. Die Sensoren zur Stress- bzw. mechanischen Spannungsmessung sind passive Sensoren mit fest montierten Anschlusskabeln. Der Anschluss an die Sensorelektronik erfolgt über wasserdichte RJ-45 Verbinder. Im Sensor befindet sich ein aktiver Temperatursensor. Die Sensoren besitzen eine Kennung. Diese Identnummer ist für jeden Sensor individuell festgelegt. Zusätzlich kann über die Vergabe der ISP-Nummer eine Messstellenzuordnung erfolgen.

1. Zur Geschichte der insitu Spannungsmessung mit Ultraschall

1.1. Einsatz von Geräten mit Nutzung des akusto-elastischen Effektes

Die Nutzung des akusto-elastischen Effektes zur Ermittlung von Spannung, Last, Dehnung und Längenveränderungen allgemein in Schrauben oder Bolzen ist im Stahlbau eine eingeführte Messmethode. Eingesetzt werden dazu vorzugsweise mobile Handgeräte, die zur Überprüfung des Anzugsmomentes von Schraubverbindungen dienen. Die Bedienoberfläche dieser Geräte ist auf diese Anwendung ausgerichtet und ermöglicht die

Speicherung mehrerer Tausend unterschiedlicher Messstellen inklusive der dazu notwendigen individuellen Messstellenparameter wie Schraubengröße, Material usw.

Diese mobilen Handgeräte sind daher weniger für den stationären Einsatz ausgelegt. In der Regel fehlt eine online Datenübertragung. Die zu den Geräten erhältliche PC-Software dient zum Auslesen der in den Geräten gespeicherten Messstellendaten.

Als Messauflösung wird 0,1 μm bzw. 0,1 ns angegeben. Stellvertretend für eine Reihe kommerzieller Geräte seien hier Produkte der Firmen Elcometer (BG80), Norbar (USM) oder Krautkrämer (Boltmike) genannt.

1.2. Entwicklung eines Messsystems zur online, inline und insitu Messung

Zum Fachseminar Messen in der Geotechnik 2010 wurden neue Ansätze zur insitu Spannungsmessung in Bauwerken und im Gebirge mittels der Messung der Ausbreitungsgeschwindigkeit von Ultraschallwellen in Messkörpern aus Metall in den inhomogenen und anisotropen Messobjekten vorgestellt [1].

In Weiterführung der dort vorgestellten Untersuchungen an Messkörpern unterschiedlicher Geometrien wurden erste praktisch anwendbare Sensoren entwickelt.

Folgende Anforderungen waren prinzipiell zu lösen:

- kompakter Aufbau mit integrierter Temperaturmessung, Auflösung besser 0,1 °C,
- mechanisch äußerst stabil und baustellentauglich,
- integrierte Sensorkennung zur Identifikation,
- feuchteunempfindlich und zur Einbettung in Beton geeignet,
- kleine mechanische Abmessungen für Bohrlochdurchmesser ab 26 mm.

Für eine kleine mechanische Baugröße musste die Dicke des Metallkörpers auf 10 mm beschränkt werden. Bei dieser Messlänge bewirkt eine Standardabweichung der Temperatur von 0,01 °C eine zusätzliche Abweichung der ermittelten Spannung von ca 1,3 kPa.

Die zur Messung der Laufzeit unabdingbare Messung der Temperatur kann mit verschiedenen Mitteln erreicht werden. Technisch ist das mit unterschiedlichen

elektronischen Bauteilen und vom Prinzip unterschiedlichen Temperatursensoren ausführbar:

- Pt-Widerstände
Auswertung im TDC-Schaltkreis; (0,002°C)
- Digitale Temperatur-Sensoren
 - 1-Wire-Interface
Dallas DS18S20, Auflösung: 12 Bit, (0,0625°C)
 - 2-Wire-Interface
National Semiconductor LM76CHM, Auflösung: 14 Bit
 - SPI-Interface
Analog Devices ADT7310, Auflösung: 16-bit; (0.0078 °C)

Vorteil der digitalen Temperatur-Sensoren:

Eindeutige Adressierung schon im Sensor enthalten.

Die absolute Genauigkeit (Temperature Accuray) lässt sich durch Kalibrierung in Eiswasser auf besser 0,1°C bringen. Die Auflösung kann durch Mittelwertbildung weiter gesteigert werden. Da der Temperatursensor fester Bestandteil des Lastsensors ist, kann der Einfluss der absoluten Genauigkeit vernachlässigt werden. Die Nullmessung ohne Last und die aktuelle Messung unter Last erfolgt immer mit ein und dem selben fest integrierten Temperatursensor.

Die Anforderung an die Temperaturmessung kann bezüglich der zu erreichenden Auflösung und Messgenauigkeit mit einem pt500 oder pt1000 Temperaturfühler elegant gelöst werden. Diese sind als Folie erhältlich und gestatten einen Einbau in Sensoren die hohen Kompressionskräften ausgesetzt sind. Desweiteren besitzen die zur Laufzeitmessung des Ultraschalls eingesetzten TDC-Schaltkreise schon eine integrierte Temperaturmessung für diese Temperaturfühler. Für den Baustelleneinsatz unter den herrschenden Umgebungstemperaturen ist eine Verwendung der Temperaturmessung mit Platinwiderstandsfühler nicht möglich. Diese Messung erfordert einen temperaturstabilen Referenzwiderstand. Die Temperatur ist möglichst mit hoher Auflösung zu bestimmen. Die Temperaturänderungen im Gestein bzw. Beton erfolgen in der Praxis langsam und sind gegenüber der Laufzeitmessung nicht zeitkritisch. Abbildung 1 zeigt den Prototyp des

ersten Sensors zur permanenten Spannungs- und Lastmessung in Beton bzw. in einem Bohrloch.



Abbildung 1: Spannung- und Lastsensor BBS_10_DS

Die Sensoren besitzen ein 1-Wire-Interface DS18S20 von Dallas mit einer Auflösung von 12 Bit. Jeder Sensor ist mit der Sensorcodierung im ROM eindeutig identifizierbar. Die Temperaturmessung kann mit jeder Hardware für den Standard 1-wire-Sensor erfolgen. Der ausgelesene Temperaturwert und die Sensorcodierung sind unabhängig von der verwendeten Hardware.

In der nachfolgenden Entwicklung wurde der Aufbau der Sensoren BBS_10_DS weiter modifiziert. Die Veränderungen betrafen die verwendeten Kabel. Die zwei Koaxialkabel wurden durch ein LAN-Kabel RJ45 Cat6 ersetzt (Varianten B u. C).

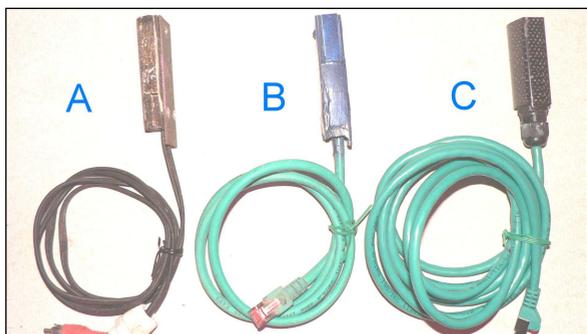


Abbildung 2: Entwicklung und Modifikation BBS_10_DS

Variante C (ab 2017) ist vollständig in Epoxidharz und Carbon gekapselt. Über das Koaxialkabel mit dem roten Cinch-Stecker erfolgt bei Variante A die Temperaturmessung.

2. Testung der Sensoren in Betonkörpern unter der hydraulischen Presse

Für die Belastungsversuche wurden die akusto-elastischen Sensoren in Betonkörper mit den Abmessungen von 300 mm Länge, 200 mm Tiefe und 100 mm Höhe zentrisch einbetoniert. Die Betonkörper lagen auf einem Bett aus Walzblei.

Die obere Lasteinführung erfolgte über bewehrte Elastomerlager (Fabrikat Gumpa). Über dieses Lager wurde zur Kraftverteilung eine Stahlplatte mit einer Dicke von 35 mm gelegt.



Abbildung 3: Messequipment

Um auch höhere Spannungskonzentrationen am Sensor zu erreichen, wurde das Elastomerlager auf eine Fläche von 100 mm x 200 mm verkleinert. Mit nachfolgendem Versuchsaufbau wurden im Bereich von 0... 12,5 MPa Belastungskurven von Aluminiumprüfkörpern mit 10mm bis 25 mm Kantenlänge in Beton aufgenommen.

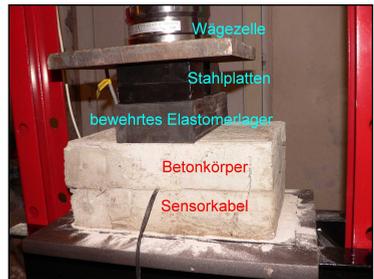


Abbildung 4: Lasteinleitung in den Betonkörper

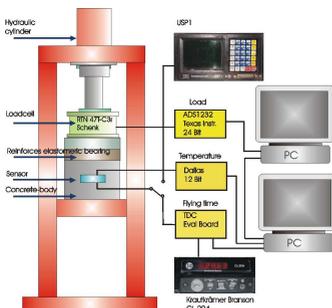


Abbildung 5: Versuchsaufbau

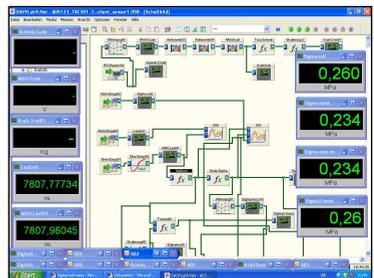


Abbildung 6: Data Aquisition System DASyLab 9

Der Lastauftrag erfolgte mit einer hydraulischen Presse bis max. 25 Tonnen ohne Kraftregelung. Zur Kontrolle der Kraft wurde eine Ringtorsionszelle RTN C 47t von Schenk mit einem 24-Bit AD-Wandler ADS1232 gekoppelt. Das PC-Programm TIADS123X (LABVIEW) dafür lief separat zur Laufzeitermittlung. Die Temperaturmessung erfolgte mit einem digitalen Temperatursensor. Die gemessene Spannung Sigma (Abbildung 6) in MPa wurde nach einer Rechenvorschrift aus den mit dem TDC gemessenen Laufzeiten und mit DASyLab als "Sigma mess" dargestellt. Zum Vergleich wurde die mit der Lastzelle gemessene Kraft (Auflösung 10 g) als "Sigma soll" erfasst (Abbildung 8). Die Auflösung der Spannung Sigma erfolgte jeweils in 1 kPa-Schritten.

Abbildung 7 zeigt die Bedienoberfläche des Programms TIADS123X zur Datenerfassung der Lastzelle mit einem 24 Bit AD-Wandler.

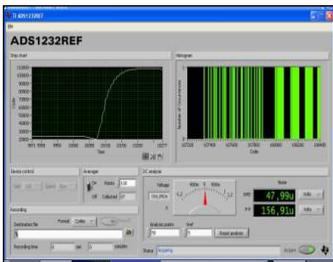


Abbildung 7: Programm TIADS123X

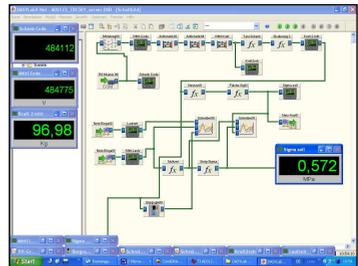


Abbildung 8: DASyLab 9

Zur Berechnung von "Sigma mess" wurde vereinfacht nach folgender Vorschrift vorgegangen:

Die Spannung σ ergibt sich aus der temperaturkompensierten Laufzeit LT_1 , der Bezugslaufzeit LT_0 und dem akusto-elastischen Faktor des Messkörpermaterials K_σ zu

$$\sigma = (LT_1 - LT_0) / K_\sigma \quad (1)$$

Dabei gilt für LT_1 die Messtemperatur T_1 des Messkörpers und für LT_0 die Bezugsstemperatur

$T_0 = 0 \text{ °C}$ und die Bezugsspannung $\sigma = 0$.

Wobei die temperaturkompensierte Laufzeit LT_0 aus der gemessenen Laufzeit LT und dem Korrekturfaktor KT ermittelt wird nach

$$LT_0 = LT * K_T \quad (2)$$

Der thermische Faktor K_T ist für einen großen Temperaturbereich eine nichtlineare Funktion

$$K_T = f(T) \quad (3)$$

Der thermische Faktor K_T der Laufzeit bestimmt sich nach (5) mit der linearen Regression für die ausgewählten Sensoren zu

$$K_T = 0,94684 \text{ ns}^\circ\text{C}^{-1} \quad (4).$$

Auf dem Sensorprüfstand wurde der akusto-elastische Faktor K_σ , für die ausgewählte Metall-Legierung und Sensordicke, bestimmt zu

$$K_\sigma = 4,4585 \text{ Mpa ns}^{-1}$$

bzw.

$$K_\sigma = 4,4585 \text{ Nmm}^{-2} \text{ ns}^{-1} \quad (5)$$

3. Praktische Anwendung

3.1. Nachrüstung in ein bestehendes Bauwerk

3.1.1. Einbau

Im Zuge eines kompletten Wechsels aller Lager des Bauwerkes 79 an der BAB 9 wurde eine komplette Lagerreihe der Richtungsfahrbahn München-Berlin mit 27 Sensoren BBS_10_DS Variante A unter den 27 Lagern ausgerüstet.



Abbildung 9: Bauwerk 79 BAB 9



Abbildung 10: Lagerreihe Richtung Ost

Nach dem hydraulischen Anheben der Brücke und dem Entfernen der Elastomerlager wurden die Aufnahmebohrungen für die Sensoren zur Lagerkraftmessung möglichst wagerecht und mittig bzw. nahe der Mitte der Auflagefläche der Elastomerlager gebohrt.



Abbildung 11: Vorbereitetes Loch



Abbildung 12: Sensor eingelegt

Die Bohrungen wurden mit Diamantschneidblättern geschlitzt. Die Sensoren müssen kraftschlüssig im Beton unter den Elastomerlagern eingebettet werden.



Abbildung 13: Sensor im Mörtel



Abbildung 14: Elastomerlager eingesetzt

Als Mörtel zur kraftschlüssigen Einbettung diente Konstruktions-Mörtel von Pagel. Nach dem Einsetzen der Sensoren erfolgte die Nullmessung ohne Lasteinfluss. Die durchgeführten Temperaturmessungen konnten keine Temperaturerhöhung durch das exotherme Abbinden des Mörtels feststellen. Der Beton war insgesamt noch vom Vortag deutlich aufgeheizt. Die Lufttemperatur an dem Tag des Einsetzen der Sensoren war durch einen Kälteeinbruch ca. 12°C bis 13°C deutlich unter der Betontemperatur von 17°C bis 23°C. Nach dem Verkleben der Elastomerlager erfolgte das Absenken der Brücke.



Abbildung 15: Schutzgehäuse für Sensorstecker



Abbildung 16: Sensorreihe Richtung West

Nach der Brückenabsenkung erfolgte die Messung der Lastaufnahme nach 6 Tagen. Neben der Laufzeitmessung mit dem TDC-Board wurde für jeden Sensor die dazugehörige Temperatur ermittelt. Nach einer weiteren Woche wurden die Sensoren mit dem USP1 zusätzlich überprüft.

3.1.2. Messergebnisse

Trägt man die unter den Elastomerlagern gemessenen Spannungen als Balkendiagramm quer zur Richtungsfahrbahnbreite auf, erhält man folgende Darstellung:

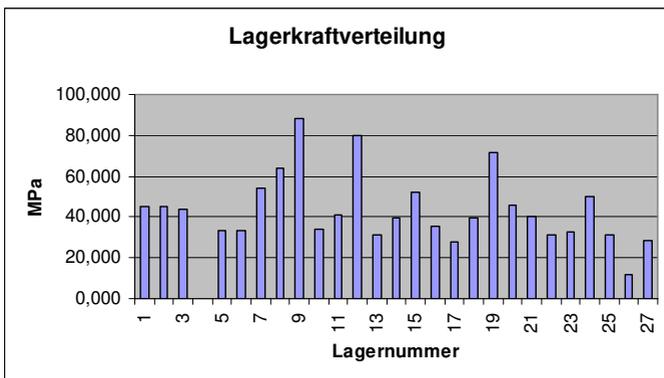


Abbildung 17: Lagerkraftverteilung

Lagernummer 1 befindet sich westlich (Autobahnmittle), die Lagernummer 27 befindet sich östlich (Standstreifen).

Mit dem TDC-Board konnte bei Lager 4 kein verwertbares Signal gemessen werden. Die Überprüfung mit dem USP1 ergab, das der Sensor noch funktionstüchtig ist, die Signalamplitude zu gering ist, um im CL204 ein Stoppsignal für die Laufzeit zu generieren. Mit einer veränderten Hardware ist dieser Sensor weiterhin auswertbar.

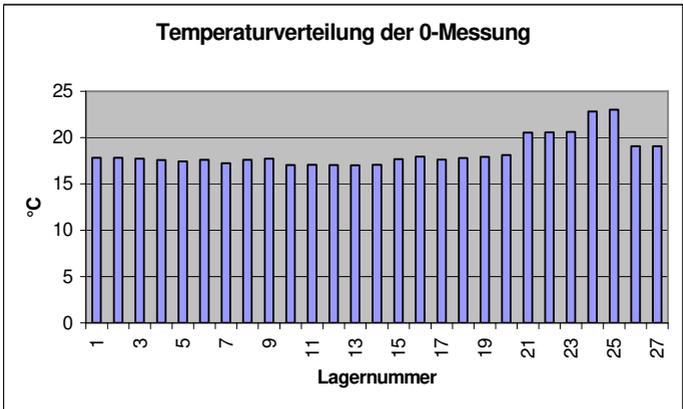


Abbildung 18: Temperaturverteilung der Null-Messung

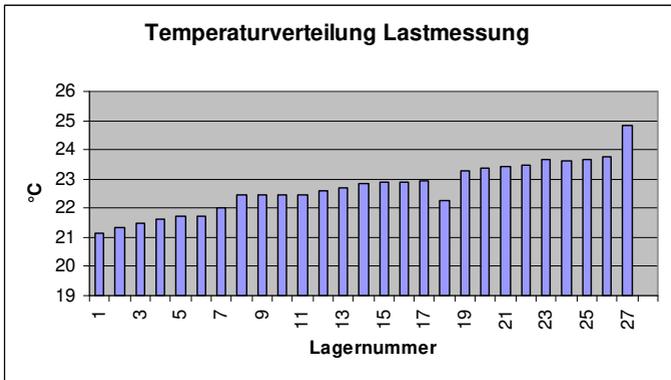


Abbildung 19: Temperaturverteilung der Last-Messung

Die Laufzeitmessungen mit dem USP1 können nicht mit den Null-Werten der Messungen mit dem TDC-Board verglichen werden. Die Messungen mit dem USP1 waren bei der Null-Messung nicht mit eingepplant, da die Auflösung mit 1 ns sehr grob ist und nur bei merklichen Laufzeitveränderungen Messwerte ausgewertet werden können.

Die Messungen mit dem TDC-Board zeigten jedoch, das Laufzeitveränderungen von mehreren ns (Laufzeitverkürzung) messbar waren.

Für zukünftige Messungen ist die Anwendung des USP1 als Ergänzung hilfreich, da die Echoqualität sofort visuell bewertet und die Amplitudenhöhe messbar ist.

Der Vergleich mit den 0-Werten der Messungen mit dem TDC-Board würde bei einigen Sensoren eine Laufzeiterhöhungen ergeben. Diese sind so nicht möglich.

Die Ursache liegt darin, dass die Laufzeitmessung im USP1 das Maximum des Echopeaks zur Laufzeitmessung berücksichtigt, beim Stoppsignal für den TDC aber im CL204 der Anstieg (Flanke) des Echos ausgewertet wird. Dieser Schwellwert liegt ca. 125 ns vor dem Maximum des Echopeaks.

Die Laufzeitmessung mit dem TDC-Board und dem CL204 ist daher von der Breite des Echos unabhängig.

Dynamisches Verhalten der Lastmessung

Trotz der langsamen Datenübertragungsrate wurde der Versuch unternommen an einem Lager den Lasteintrag dynamisch zu messen. Die Zeitachse im Linienschreiber des Windows-Programms wurde auf kürzere Zeiteinheiten eingestellt.

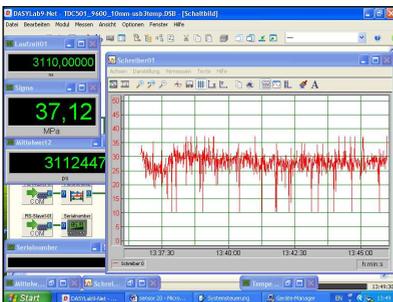


Abbildung 20: Messung Lager 20



Abbildung 21: Lager 20, 60 Sekunden Auflösung

Auf Grund der niedrigen Datenrate ist es jedoch schwierig, normale stochastische Schwankungen der Laufzeitmessung des TDC von Schwankungen durch den Lasteintrag durch LKW-Verkehr zu unterscheiden.

Der Knick zu Beginn der Messung in Abbildung 20 ist möglicherweise auf Arbeiten am gegenüberliegenden Widerlager zurückzuführen. Zur gleichen Zeit wurden hydraulische Hubarbeiten an den gegenüberliegenden Lagern durchgeführt.

3.2. Einbau in einen Neubau

3.2.1. Einbau



Abbildung 22: BW13U Luftaufnahme [2]

Beim Lückenschluss der A14 Magdeburg-Wittenberge-Schwerin wurden am Bauwerk 13U (Fledermausquerungshilfe mit seitlicher Wirtschaftswegführung) die jeweils äußeren Pfeiler mit Sensoren BBS_10_DS Variante B ausgestattet. Abbildung 22 zeigt das fertig gestellte Bauwerk [2].

Die Sensoren wurden unter den unteren Ankerplatten der Lager angeordnet. Jeweils ein Sensor befindet sich in jeder Ecke und ein Sensor im Zentrum.



Abbildung 23: Einbau der 5 Sensoren/Lager



Abbildung 24: Einbau Sensor Ecklage



Abbildung 25: Einbausituation



Abbildung 26: Lager 5

Die Messung unter den Brückenlagern erfolgte zuerst mit dem Gerät BG80 DL. Dieses Gerät ist für einen Betriebstemperaturbereich von -10°C bis $+60^{\circ}\text{C}$ geeignet, besitzt aber keine Temperaturmessung. Die Laufzeitmessung erfolgt mit einer Auflösung von 0,1 ns.

Die Laufzeitmessung im Gerät ist im angegebenen Temperaturbereich kompensiert. Für die Berechnung der Spannung muß die Sensortemperatur mit einem externen Gerät ermittelt werden.

Die Messung der Laufzeit mit dem TDC-Board erfolgte nach einem gesonderten Messregime. Das zur Generierung der Stopimpulse für den TDC verwendete Gerät CL204 von Krautkrämer Branson muss zur Erreichung einer stabilen hohen Auflösung erst eine längere Aufwärmphase durchlaufen. Dabei nimmt die ermittelte Laufzeit monoton ab. Für 2 Referenzsensoren (Sensor 14 und 15X) wurden im Labor unter gleichen Temperaturbedingungen die Laufzeiten bestimmt. Nach 5 Stunden Betrieb ist das Gerät CL205 thermisch absolut stabil.

Während der Einzelmessungen an Sensoren unter den Brückenlagern wurden vor Ort jeweils beide Referenzsensoren mit ausgemessen. Mit Beginn der Messung vor Ort konnte so der Drift der Messergebnisse des CL204 ständig erfasst werden. Die Messergebnisse der Sensoren unter den Lagern wurden mit den Werten der Referenzsensoren korrigiert. Mit zunehmender Dauer der Messung erwärmte sich das Gerät CL204 erwartungsgemäß und die ermittelten Laufzeiten der Referenzsensoren bewegten sich monoton in Richtung der Werte, die mit einem thermisch stabilen und eingelaufenen Gerät CL204 ermittelt wurden.

Die Laufzeitermittlung im TDC-Schaltkreis ist weitgehend von der Temperatur unabhängig und wird nur von der Stabilität des Quarzes mit 30 ppm beeinflusst.

Im Programmablauf des TDC-Schaltkreises erfolgt zwischen den einzelnen Messungen ein autocal-Zyklus.

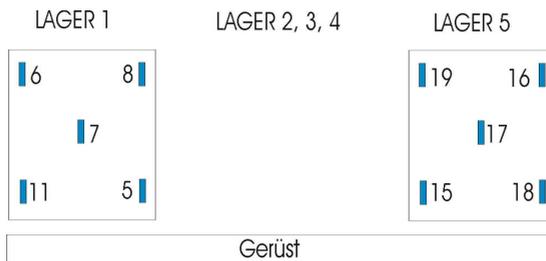


Abbildung 27: Einbaulage der Sensoren



Abbildung 28: Messung mit TDC



Abbildung 29: Messung mit BG80DL

3.2.2 Messergebnisse

Nachfolgende Tabelle zeigt die mit dem Gerät BG80 DL ermittelten Laufzeiten in Spalte **B**, in Spalte **C** sind die dazugehörigen Sensortemperaturen. Spalte **G** beinhaltet die Laufzeit bei Belastung von Null und die Spalte **H** die dazugehörige Temperatur.

Tabelle 1: Ergebnis der Laufzeitmessung mit BG80DL

A	B	C	D	E	F	G	H	I	J
S.-Nr.	Laufz.	Elco Temperatur	Ergebnis			Null Laufzeit	Null.Temp	Null ΔTemp	ΔLaufzeit
	ns	°C	ns	ns	°C	ns	°C	°C	ns
5	3363,6	17,01	11,4	6,976365	-4,99	3375	22	-4,99	-4,423635
6	3281,8	17,19	8,9	4,192685	-5,31	3290,7	22,5	-5,31	-4,707315
7	3313,5	16,94	24,9	14,65206	-11,56	3338,4	28,5	-11,56	-10,24794
8	3310,9	16,81	14,6	9,17462	-6,12	3325,5	22,93	-6,12	-5,42538
11	3286,6	18,01	11,4	3,483555	-8,93	3298	26,94	-8,93	-7,916445
15	3280	17,12	8	4,17032	-4,32	3288	21,44	-4,32	-3,82968
16	3282	17,61	7,6	4,42633	-3,58	3289,6	21,19	-3,58	-3,17367
17	3219	16,94	14,1	10,11075	-4,5	3233,1	21,44	-4,5	-3,98925
18	3316	17,19	7,8	2,206185	-6,31	3323,8	23,5	-6,31	-5,593815
19	3290	16,51	8,6	4,00793	-5,18	3298,6	21,69	-5,18	-4,59207

Mit dem bekannten Wert für den thermische Faktor **K_T** der Laufzeit, bestimmt sich nach (6) mit der linearen Regression für die Sensoren, die zu korrigierende Nulllaufzeit (Spalte **J**) zu **0,94684 ns°C⁻¹ · ΔTemp** ..

Spalte **D** zeigt Laufzeitdifferenz zwischen gemessener Laufzeit und nichttemperaturkorrigierter Nulllaufzeit. In Spalte **E** ist diese Laufzeitdifferenz temperaturkorrigiert.

Aus dieser Laufzeitdifferenz wird mit dem akusto-elastischen Faktor $K_G = 4,4585 \text{ Nmm}^{-2} \text{ ns}^{-1}$ nach (5) die Spannung Sigma unter dem Lager berechnet. Beim Gerät BG80TDL erfolgt diese Temperaturkorrektur automatisch, wenn der für das Gerät notwendige Temperatursensor gleich im Ultraschallsensor integriert ist. Das zur Verfügung stehende Gerät BG80 DL besaß diese Option nicht. Die Laufzeitmessung (Spalte B und D) mit dem TDC-Board erfolgte je Sensor 2 mal. Zwischen den Messungen wurden die Referenzsensoren 14 und 15X ausgemessen. Die korrigierten Messergebnisse wurden mit dem thermischen Faktor **KT** der Laufzeit korrigiert. Die korrigierten Laufzeiten (Spalte C und D) wurden um den Korrekturwert (Mittelwert der Spalten K und M) für das Gerät CL204 für die thermische Abhängigkeit korrigiert.

Tabelle 2: Ergebnisse der Laufzeitmessung mit TDC-Board

A	B	C	D	E	F	G	H	I
S.-Nr.	Laufz. TDC 1	kor.Laufzeit	Laufz. TDC2	Kor.Laufzeit	Temperatur	MWkLaufzeit	Δ Laufzeit	Ergebnis
	ns	ns	ns	ns	°C	ns	ns	ns
5	3156	3143,6	3155,7	3143,3	17,69	3143,45	10,934	6,78518
6	3161,8	3151,3	3160,8	3150,3	18,01	3150,8	7,595	3,171365
7	3153	3141,3	3153,1	3141,4	17,56	3141,35	17,041	12,16525
8	3152,2	3140,3	3152,1	3140,2	17,51	3140,25	14,529	9,608925
11	3151,3	3139,5	3151,5	3139,7	18,87	3139,6	8,031	3,820125
15	3153,8	3140,3	3153,1	3139,6	17,94	3139,95	6,099	2,99625
16	3158,4	3145,85	3158,1	3145,55	18,01	3145,7	7,87	5,05093
17	3169,9	3157,2	3169,3	3156,6	17,75	3156,9	13,159	9,887815
18	3160,6	3148,05	3160,5	3147,95	18,19	3148	9,795	5,087685
19	3177,3	3164,5	3177,4	3164,6	17,31	3164,55	7,235	3,35213

Aus der Laufzeitdifferenz Spalte I wird mit dem akusto-elastischen Faktor $K_G = 4,4585 \text{ Nmm}^{-2} \text{ ns}^{-1}$ nach (5) die Spannung Sigma unter dem Lager berechnet.

In nachfolgender Tabelle sind die Ergebnisse aus den Messungen mit dem Gerät BG80DL und dem TDC-Board aufgeführt:

Tabelle 3: Ergebnisse der Laufzeitmessung mit BG80DL und TDC-Board

Sensor Nr.	Sensor-ID	Laufzeit BG80DL	Laufzeit TDC	Sigma BG80DL	Sigma TDC
		ns	ns	N/mm2	N/mm2
5	28A149240012	6,976365	6,78518	31,10412335	30,25172503
6	284D3092400DD	4,192685	3,171365	18,69308607	14,13953085
7	2813FE91400E8	14,65206	12,16525	65,32620951	54,23876712
8	181AA99240032	9,17462	9,608925	40,90504327	42,84139211
11	2886BB7B400DB	3,483555	3,820125	15,53142997	17,03202731
15	281E5DDA2007A	4,17032	2,99625	18,59337172	13,35878063
16	28C9D19140074	4,42633	5,05093	19,7347923	22,5195714
17	28FE87E400FD	10,11075	9,887815	45,07877887	44,08482318
18	28F8392400FB	2,206185	5,087685	9,836275823	22,68344357
19	289D56DA20B9	4,00793	3,35213	17,8693559	14,9454716

Die Verteilung der Kräfte unter der Lagerplatte der Lager zeigen nachfolgende Grafiken.

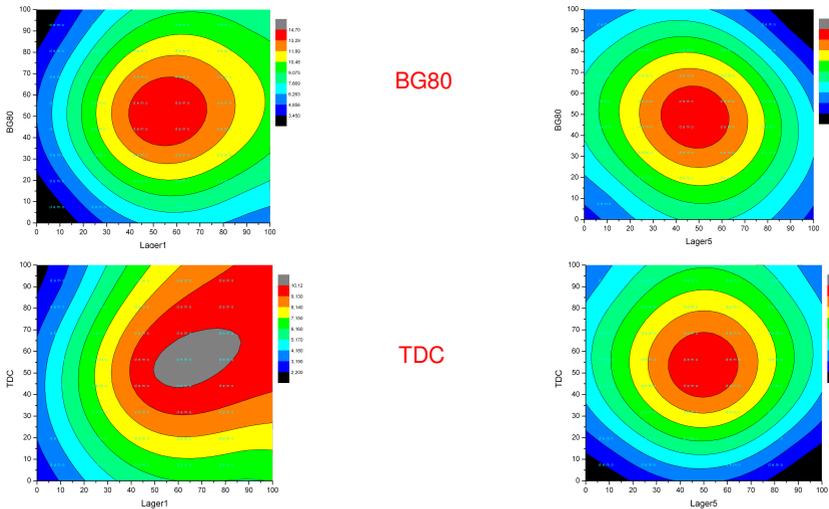


Abbildung 30: Lastverteilung unter den Lagerplatten nach TDC und BG80DL

Für die Darstellung wurden die Messergebnisse der Laufzeitmessung verwendet. Die Darstellung ist auch mit den Lastwerten möglich. Die Multiplikation mit dem akusto-

elastischen Faktor K_{σ} ändert an der prinzipiellen Verteilung nichts. Die Skalierung an der linken Seite der Grafiken ist bei der Umrechnung proportional anzupassen.

4. Vergleichsmessungen

Bei Vergleichsmessungen an der MFPA Leipzig wurde versucht unter einer hydraulischen Presse die Abhängigkeit der Laufzeit durch direkte Lastaufgabe auf den Sensor zu bestimmen. Die für Wägezellen und Kraftmessdosen übliche Kalibriermethode gestaltet sich für akusto-elastische Spannungsaufnehmer problematisch. Das begründet sich auf folgende Besonderheiten des Sensoraufbaues:

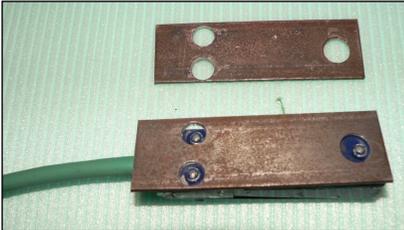
1. Der Sensor BBS_10_DS ist für die vollständige Einbettung in Beton, Kunststein oder Kunststoff konzipiert.
2. Der Sensor besitzt keine planparallelen Krafteinleitungsflächen (Varianten A u. B).
3. Ca. 1/3 der resultierenden Sensorfläche ist durch die Kabeleinleitung und den IC zur Temperaturmessung weniger belastbar (E.Modul ist geringer).
4. Die über dem Messkörper aufgenieteten Schutzbleche sind durch das Ablängen nicht plan. Dadurch entsteht eine Federwirkung, die im Anfangsbereich von 0 bis 20% der eingeleiteten Kraft zu fehlerbehafteten Messergebnissen führt.

Dadurch können sich bei der direkten Einleitung von Kräften stark abweichende Messergebnisse und damit auch Abweichungen der berechneten elektroakustischen Faktoren ergeben. Die Abweichungen können sowohl zu große als auch zu kleine Werte ergeben. Zu große Werte ergeben sich zum Beispiel, wenn die Krafteinleitungsfläche kleiner ist als die äußere Sensorfläche von 1360 mm^2 . Bei einigen Sensoraufbauten ist der hintere Sensorteil mit der Kabeleinleitung aus 2 Schichten mit 5 mm Stärke aufgebaut. Diese sind in Summe etwa 0,1 mm dünner als der übrige Sensorkörper mit der PVDF-Folie zur Laufzeitmessung mit 10 mm Stärke.

Zu kleine Werte können sich ergeben, wenn der hintere Teil bei zu großen Lasten stark deformiert wird und über die Kalotte die Kraft nicht mehr parallel eingeleitet wird.

In Verbindung mit Punkt 4 der Besonderheiten des Sensoraufbaues ergeben sich für den Bereich von 0 % bis 100 % nichtlineare Kurvenverläufe.

Die partielle Krafteinleitung zwischen den Nieten ist nicht praktikabel. Die Krafteinleitung führt zu einer Stauchung des Messkörpers. Die über dem Messkörper liegende Stahlplatte besitzt ein 3 mal größeres E-Modul und wirkt wie eine Feder, die an den Nietpunkten



eingespannt ist. Bei größeren Kräften kommt es zur schlagartigen Entspannung, die den darunter befindlichen Messkörper bleibend verformt. Um eine möglichst gleichmäßige Krafteinleitung zu ermöglichen, wurden die Nietköpfe mit gelochten Blechen ausgeglichen.

Abbildung 31: Sensor mit Lochblech

Nachfolgende Tabelle zeigt für 5 Sensoren den lineareren Anteil der ermittelten Abhängigkeit der Laufzeit von der aufgegebenen Last.

Tabelle 4: Messergebnisse der Krafteinleitung MFPA

Sensor Nr.	Last Pmax	Laufzeit Pmax	Last Pmin	Laufzeit Pmin	ΔP	ΔT	Steilheit	Sigma min	Sigma max
	kN	ns	kN	ns	kN	ns	kN/ns	1360 mm ²	969 mm ²
5	80	3322	8	3334,9	72	12,9	5,5814	4,1039672	5,81395349
6	80	3276,3	16	3289,5	64	13,2	4,84848	3,5650624	5,05050505
7	80	3317,6	0	3338,3	80	20,7	3,86473	2,8417164	4,0257649
8	80	3308,2	16	3316,9	64	8,7	7,35632	5,4090602	7,66283525
11	56	3301,7	8	3319,5	48	17,8	2,69663	1,9828156	2,80898876
8	48	3310,4	40	3312,1	8	1,7	4,70588	3,4602076	4,90196078

Für Sensor 8 wurde für den mittleren Teil der Lastaufgabe (50 % bis 60 %) der akusto-elastische Faktor K_e noch mal gesondert ausgewiesen.

Um den möglichen Einfluss der Besonderheiten des Sensoraufbaues zu demonstrieren, wurden mathematisch 2 unterschiedliche Krafteinleitungsflächen zur Berechnung von Sigma verwendet. Auf die Berücksichtigung der Kreisflächen der Ausgleichsbleche bei der Berechnung wurde verzichtet. Für die Berechnung der Spannungen unter den

Brückenlagern wird der akusto-elastische Faktor $K_G = 4,4585 \text{ Nmm}^{-2} \text{ ns}^{-1}$ verwendet. Dieser Wert wurde an exakt planparallelen Prüfkörpern ermittelt und liegt zwischen den bei der MFPA ermittelten Werten. Die Laufzeiten wurden mit dem Gerät BG80 DL ermittelt. Dieses Gerät ist batteriebetrieben und konnte bei dem mitunter sehr stark mit EMV belasteten Netz bei der MFPA benutzt werden. Die ursprünglich vorgesehen



Messung der Laufzeit mit dem TDC mit höherer Auflösung konnte nicht durchgeführt werden, da das Netz stundenweise die Messungen störte. Für künftige Vergleichsmessungen wurden 2017 vom Ingenieurbüro Jäger (IBJ Technology) neue Sensoren mit planparallelen Krafteinleitungsflächen aus Carbon entwickelt und gebaut.

Abbildung 32: Lastaufgabe bei der MFPA

5. Neuentwicklung eines Messumformers für akusto-elastische Sensoren

Die Elektronik ist für alle Frequenzen bis 20 MHz einsetzbar. Es werden 10 000 Messungen pro Sekunde durchgeführt. Intern erfolgt eine Mittelwertbildung über 256 Einzelmessungen. 40 gemittelte Messdaten pro Sekunde können mit einer Datenrate zwischen 9600 Bit/s und 115200 Bit/s mit USB oder RS 485 übertragen werden. LAN und WLAN Geschwindigkeit 10/100 Mb/s. Arbeitsmodus: TCP Server, TCP Client, Udp-Client, UDP Server HTTPD-Client sind per PC konfigurierbar und möglich. Standard Datenausgänge sind USB, RS485, und Ethernet. Als Option ist Bluetooth, WLAN und Funk (1,5 km) verfügbar.



Abbildung 33: neues Messsystem

6. Weitere denkbare Anwendungen

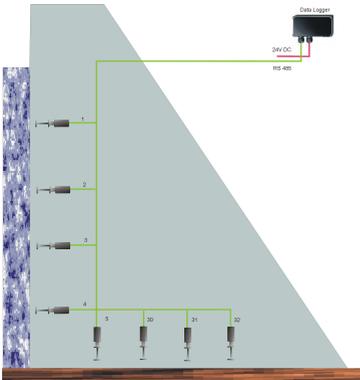


Abbildung 34: Staudammüberwachung [3]

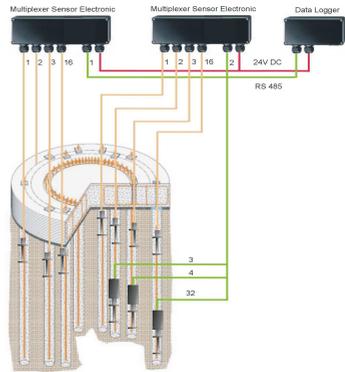


Abbildung 35: Fundamentüberwachung von Windkraftwerken [4]

7. Auswertung mit virtuellen Geräten und Datennutzung in der Cloud

Auswertung mit Excell, DasyLab, Origin o.ä. durch Kunden.

Auswertung mit DasyLab, Installation beim Kunden durch IBJ Technology möglich.

8. Verfügbarkeit Sensoren und Messumformer

BBS_10_DS Variante B begrenzte Stückzahlen sofort.

Größere Stückzahlen BBS_10_DS Varianten B,C , andere Sensoren, Messumformer alle Optionen 6-8 Wochen.

9. Literatur

[1] Jäger, F.-M., Mehraxiale in-situ Spannungsmessung in Bauwerken und Gebirge, Messen in der Geotechnik 2010, IGB-TUBS

[2] Sachsen-Anhalt, <https://mlv.sachsen-anhalt.de/themen/bundesautobahnen-bab-14/>

[3] IBJ Technology, Wind Turbine Foundation Stress/Strain&Bolt Measurement, www.slideshare.net/fmj2/brief-description-wind-turbine-foundation-stress-measurement

[4] IBJ Technology, Hydropower Dam Stress/Strain&Reinforcement Measurement, www.slideshare.net/fmj2/hydropower-dam-stress-strain-reinforcement-measurement-using-ultrasonics

Kontakt:

Dipl.-Ing.(FH), Dipl.Ing.ök. Frank-Michael Jäger

IBJ Technology

Colkwitzer Weg 7, 04416 Markkleeberg

fmj@ibj-technology.com

www.ibj-technology.com

Tel.: 0341 3380172

Automatische Spriesskraftmessungen mittels faseroptischen Dehnungs- & Temperatursensoren (FBG)

Frank Fischli, Michael Iten
Marmota Engineering AG, Schweiz

Marc Freiburghaus
Marti AG Bern, Schweiz

1 Einleitung

Im Herzen von Zürich in unmittelbarer Nähe zum Bürkliplatz und dem Zürichsee wird ein Wohn- und Geschäftshaus von der Villa Rosau AG erstellt. Die Baugrube und die Rohbauarbeiten werden durch die Bauunternehmung Marti AG Zürich ausgeführt. Das Gebäude hat zwei Untergeschosse. Als Baugrubenabschluss für die offene Baugrube wird eine gespriesste Schlitzwand eingesetzt. Sie hat eine Dicke von 80 cm resp. 1 m und wurde bis in eine Tiefe von 27 m vorgetrieben. Die Baugrube hat im Grundriss die Form eines „L“ (vgl. Abbildung 1).

In unmittelbarer Nähe zur Baugrube befinden sich sensible Bauwerke, wie

- der General-Guisan-Quai, ein Hauptverkehrsträger durch die Stadt Zürich und dahinter der Zürichsee;
- das Kongresshaus mit der Tonhalle;
- zwei mehrgeschossige Geschäftshäuser;
- der Schanzengraben, neben der Limmat der zweite Abfluss aus dem Zürichsee;
- sowie die namensgebende Villa Rosau, ein denkmalgeschütztes Gebäude aus dem 19. Jahrhundert.

Da die Nachbargebäude, teilweise auf Holzpfählen fundiert, sehr empfindlich auf allfällige Setzungen reagieren würden, sind zusätzliche Sicherungsmassnahmen bei erhöhten geodätischen Messwerte gemeinsam mit den Nachbarn und den zuständigen Behörden vereinbart worden.



Abbildung 1: Luftaufnahme der Baustelle

Aufgrund dieser strengen Auflagen hat der Bauherr zusammen mit dem projektierenden Ingenieurbüro, Locher Ingenieure AG Zürich, und der beauftragten Bauunternehmung Marti AG die Baugrubensicherung umgeplant. Anstelle der ursprünglich vorgesehenen Deckelbauweise, wurden vorspannbare resp. nachspannbare Spriessse (System Marti) eingesetzt. Diese wurden teilweise in drei Lagen angeordnet, wobei die erste und zweite Lage unmittelbar übereinanderlagen (Abbildung 2). Die 3. Lage war nur punktuell z.B. bei den Liftunterfahrten notwendig.

Das verwendete Spriesssystem der Marti AG (patentiert) bietet den grossen Vorteil der Vor- resp.ektive Nachspannbarkeit im Bauverlauf. Je nach Deformation der Schlitzwand resp. Kräfteaufbau in den Spriessen, konnten diese nach Bedarf nachgespannt oder entspannt werden. Damit diese Kräfte präzise gemessen werden konnten, wurde ein faseroptisches Messsystem der Firma Marmota Engineering AG eingesetzt. Damit war es möglich, die Kräfte in den Spriessen in Echtzeit zu messen und zu überwachen. Zusätzlich wurde die

Baugrube mit Tachymetern wöchentlich geodätisch vermessen. Ebenso wurden die Inklinometer, welche zum einen in der Schlitzwand und zum andern um die Baugrube verteilt eingebaut waren, wöchentlich vermessen.

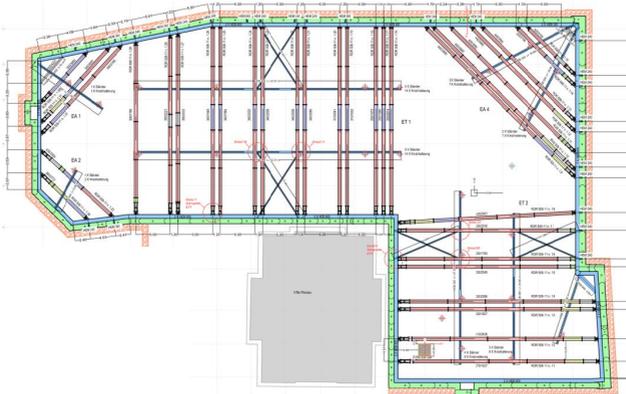


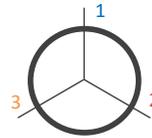
Abbildung 2: Spriessung Villa Rosau 1. Lage

Die Baugrube ist mittlerweile komplett abgeteuft und die Hälfte der Spriessung konnte bereits wieder ausgebaut werden. An den benachbarten Gebäuden kam es zu keinen nennenswerten Schäden.

2 Instrumentierung

2.1 Messkonzept

Insgesamt wurde fast jeder zweite Spriess mit faseroptischen Sensoren instrumentiert. Die Auswahl wurde dabei so getroffen, dass primär die Spriessung mit hoher erwarteter Last und systemrelevante Spriessung überwacht werden konnten. Total waren 24 Dehnungssensoren und 8 Temperatursensoren im Einsatz. Ein Spriess wurde mit drei im Querschnitt verteilten Sensoren ausgerüstet, um feststellen zu können, wie sich die Dehnungen in Querschnitt unterscheiden. Die übrigen Spriessung wurden jeweils mit einem Dehnungssensor möglichst im Momentennullpunkt ab der Oberseite instrumentiert (vgl. Abbildung 3). Sowohl Temperatur- als auch Dehnungssensoren wurden direkt auf die Stahloberfläche aufgeklebt, um möglichst akkurat die Dehnung und Temperatur des Spriesses messen zu können.



Sensoranordnung im Querschnitt
aus Sicht der Presse

Abbildung 3: Installation der Sensoren auf dem Spriess (links); Anordnung der Sensoren im Querschnitt (rechts)

Die Installation der Sensoren erfolgte teilweise vor, meist aber erst nach der Montage des Spriesses in der Baugrube. Beim Vorspannen des Spriesses mit einer hydraulischen Presse konnten die berechneten Kräfte direkt mit den Kräften in der Presse verglichen und so das Verformungsverhalten des Spriesses kalibriert werden. Bei Nachspannarbeiten zeigte sich, dass die Messungen mit den tatsächlichen Kräften gut korrelierten.

Die Messwerte konnten über einen Remotezugriff in Echtzeit abgerufen und beurteilt werden. Zudem wurde den Projektbeteiligten täglich ein Mail mit dem Kraftverlauf der letzten 24 Stunden verschickt.

2.2 Messtechnologie

Faseroptische Sensoren werden heutzutage für zahlreiche geotechnische Überwachungsanwendungen eingesetzt. Eine Übersicht dazu findet sich beispielsweise in [Itten et al., 2012]. Die faseroptischen Dehnungsmessungen können dabei in zwei Messprinzipien eingeteilt werden: Punktsensoren und längsverteilte Sensoren. Die im vorliegenden Projekt verwendeten Sensoren sind Punktsensoren und basieren auf der weitverbreiteten faseroptischen Fibre Bragg Grating (FBG) Technologie [Morey et al., 1990]. Für die Messung der Sensoren werden Lichtpulse ins Sensorkabel geschickt und anschließend das rückgestreute Spektrum analysiert. Die charakteristischen, rückgestreuten Wellenlängen (Bragg Wellenlänge) der einzelnen FBG enthalten sodann Informationen über den Dehnungs- und Temperaturzustand am Ort des eingeschriebenen FBG.

Da die rückgestreute Wellenlänge eines FBG sowohl von der Dehnung als auch von der Temperatur abhängt, müssen die gemessenen Dehnungen faseroptisch Temperatur

kompensiert werden. Dies wird mithilfe der installierten Temperatursensoren in einem ersten Schritt nach anerkannten Regeln der Technik durchgeführt. Die in der folgenden Herleitung verwendeten gemessenen Dehnungen $\Delta\varepsilon$ sind also bereits faseroptisch temperaturkompensiert und entsprechen den Dehnungen des Spriesses.

Die Auslesegenauigkeit des Sensorsystems beträgt 1 - 2 $\mu\varepsilon$ respektive ca. 0.1 °C. Die Genauigkeit des gesamten Messsystems unter kombinierter Einwirkung ist aus verschiedensten Gründen gewöhnlich etwas tiefer. Die Genauigkeit bezüglich der Spriesskraft wird weiter unten diskutiert.

3 Bestimmung der Spriesskraft

3.1 Einleitung

Die Berechnung der Spriesskraft anhand von Dehnungs- und Temperaturmessungen am Spriess ist eine naheliegende messtechnische Anwendung. Bei genauerer Betrachtung zeigt sich jedoch, dass die Interpretation der Messdaten und deren Verwendung zur Berechnung der Spriesskraft nicht so geradlinig ist, wie es auf den ersten Blick scheint. Dies ist bedingt durch die verschiedenen Einwirkungen auf den Spriess; primär externe Lasten sowie Temperaturschwankungen. Diese beiden Einwirkungen haben für die Berechnung der Spriesskraft eine entgegengesetzte Wirkung: konkret bewirkt ein Anstieg der externen Last aus der Baugrubensicherung eine Verkürzung des Spriesses (negative Dehnung), während hingegen ein Anstieg der Temperatur eine Verlängerung des Spriesses (positive Dehnung) durch die thermische Ausdehnung bewirkt. Die gemessene Dehnung setzt sich also aus zwei einander entgegenwirkenden Komponenten zusammen, deren jeweiligen Anteile nicht genau bekannt oder voneinander abgrenzbar sind. Beide oben genannten Einwirkungen resultieren schlussendlich jedoch in einem Anstieg der Spriesskraft und somit muss für die Berechnung der Spriesskraft ein gewisser Zusammenhang zwischen den entgegenwirkenden Einwirkungen bekannt sein.

Die Literatur schlägt verschiedene Ansätze und Konzepte für die Berechnung der Spriesskraft oder der thermischen Ausdehnung vor (vgl. Kapitel 3.2). Für die korrekte Berechnung der Spriesskraft ist deshalb eine genauere Betrachtung der Einflüsse mit einer Modellbildung notwendig (vgl. Kapitel 3.3).

3.2 Literaturstudium

In der Literatur sind einige Publikationen zum Thema Messung von Spriesskräften sowie von thermischen Einflüssen anhand von Dehnungs- und Temperaturmessungen zu finden. Einige generelle Abhandlungen und Aspekte sind beispielsweise in [O'Rourke & Cording 1975] oder [Dunnicliff, 1994] zu finden. Die getrennte Untersuchung von thermischen resp. mechanischen Einflüssen auf die Spriesskraft wird oft mit rückgerechneten linearen Beziehungen beschrieben ([Zaremba & Lehane, 2007] und [Zaremba, 2007]) oder mit numerischen Modellen überprüft [Hashash et al., 2003]. Eine Lösung für die totale Spriesskraft sowie einigen weiterführenden Betrachtungen wird in [Batten et al., 1999] präsentiert.

3.3 Modellbildung

Es wird angenommen, dass sich der Spriess linear elastisch verhält und somit als Feder mit einer Federkonstante k und einer initialen Länge von l_i modelliert werden kann (vgl. Abbildung 4). An beiden Enden der Feder wirkt die initiale Kraft F_i , aus dem Baugrubenabschluss, welche aus Gleichgewichtsgründen betragsmässig der Druckkraft im Spriess entspricht.

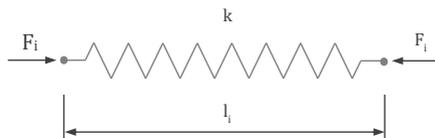


Abbildung 4: Modell des Spriesses als Feder

Die zur Bestimmung der Spriesskraft zur Verfügung stehenden Messgrößen sind die faseroptisch temperatur-kompensierte Dehnung des Spriesses $\Delta\varepsilon$ sowie die Änderung der Temperatur ΔT .

Der Einfachheit halber werden zur Herleitung die beiden massgebenden Einwirkungen im Folgenden vorab getrennt voneinander betrachtet und im weiteren Verlauf kombiniert.

Für die Vorzeichenkonvention gilt im Allgemeinen folgendes: verlängerte Dehnungen werden als positiv und verkürzte Dehnungen als negative Werte gemessen. Druckkraft als negative Normalkraft im Spriess ist ebenfalls positiv.

3.3.1 Externe Zusatzkraft ($\Delta T = 0$)

Bei einer externen, mechanischen Zusatzkraft ΔF_{mech} erfährt die Feder resp. der Spriess eine Stauchung um Δl (vgl. Abbildung 5). Gemäss dem Hookeschen Gesetz ist die aufgebrauchte Kraft ΔF proportional zur Stauchung Δl der Feder.

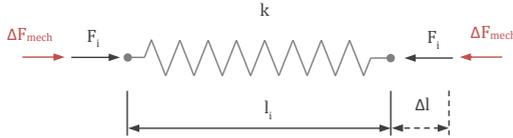


Abbildung 5: Verkürzung des Spriesses infolge externer Zusatzkraft

Die Zusatzkraft ΔF_{mech} lässt sich gemäss dem Hookeschen Gesetz folgendermassen berechnen:

$$\Delta F_{\text{mech}} = k \cdot \Delta l \quad (1)$$

Mittels der gemessenen Dehnung $\Delta \varepsilon$ und der initialen Länge l_i der Feder kann die Stauchung Δl wie folgt berechnet werden:

$$\Delta l = -\Delta \varepsilon \cdot l_i \quad (2)$$

Durch Substitution von (2) in (1) kann die Zusatzkraft ΔF_{mech} in Abhängigkeit der gemessenen Dehnung $\Delta \varepsilon$ wie folgt angeschrieben werden:

$$\Delta F_{\text{mech}} = -k \cdot l_i \cdot \Delta \varepsilon \quad (3)$$

3.3.2 Thermische Ausdehnung ($\Delta F_{\text{ext}} = 0$)

Aufgrund der thermischen Ausdehnung des Spriesses, erfährt dieser bei einer Erhöhung der Temperatur um ΔT eine Verlängerung Δl (positive Dehnung). Im Falle einer ungehinderten thermischen Ausdehnung berechnet sich die Dehnung $\Delta \varepsilon_{\text{UTA}}$ bzw. die Längenänderung Δl_{UTA} wie folgt:

$$\Delta \varepsilon_{\text{UTA}} = \alpha_T \cdot \Delta T \quad (4a)$$

$$\Delta l_{\text{UTA}} = \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l_i \quad (4b)$$

α_T : thermischer Ausdehnungskoeffizient des Spriesses

Die Verlängerung des Spriesses kann dabei gemäss nachfolgender Abbildung 6 dargestellt werden:



Abbildung 6: Verformung des Spriesses bei ungehinderter thermischer Ausdehnung

Im Falle eines Spriesses in einer Baugrube ist die thermische Verformung jedoch nicht frei und somit treten im Spriess, wegen der gehinderten Ausdehnung, Zwängungskräfte auf. Ein Teil der thermischen Ausdehnung resultiert somit in einer tatsächlichen Verlängerung des Spriesses, während der andere Teil in einer inneren Zwängungskraft resultiert. Im Spriess stellt sich sodann ein neuer Gleichgewichtszustand ein. Je nach Verhältnis zwischen der Steifigkeit des Spriesses und derjenigen des umgebenden Baugrundes ändern sich die Anteile der effektiven Verlängerung und der Zwängungskraft: bei verhältnismässig weichem Baugrund und Baugrundabschluss im Vergleich zum Spriess resultiert eine grössere gemessene Verlängerung als umgekehrt. Das Verformungsverhalten eines gezwängten Spriesses unter thermischer Ausdehnung kann der Abbildung 7 entnommen werden.

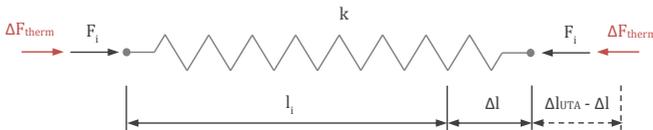


Abbildung 7: Verformungsverhalten eines gezwängten Spriesses unter thermischer Ausdehnung

Die resultierende thermische Zwängungskraft ΔF_{therm} verhindert die freie thermische Ausdehnung um die Länge $\Delta l_{UTA} - \Delta l$, welche anhand von (4) und der gemessenen Dehnung sowie der initialen Länge des Spriesses berechnet werden kann. Die Zwängungskraft entspricht gleichzeitig der Kraft, welche aufgebracht werden muss um die Feder um die Länge $\Delta l_{UTA} - \Delta l$ zu stauchen und berechnet sich demzufolge zu:

$$\Delta F_{therm} = k \cdot (\Delta l_{UTA} - \Delta l) \quad (5)$$

Durch Substitution von (2) und (4) in (3) folgt für die thermische Zwängungskraft:

$$\Delta F_{therm} = k \cdot l_i (\alpha_T \cdot \Delta T - \Delta \epsilon) \quad (6)$$

Für weiterführende Betrachtungen soll der Einfachheit halber ein Koeffizient C eingeführt werden, welcher das Verhältnis zwischen der gemessenen Verlängerung resp. Dehnung $\Delta \epsilon$ und der ungehinderten thermischen Verlängerung resp. Ausdehnung $\Delta \epsilon_{UTA}$ ohne zusätzliche externe Belastungsänderung beschreibt.

$$C = \frac{\Delta l}{\Delta l_{UTA}} = \frac{\Delta \epsilon}{\Delta \epsilon_{UTA}} = \frac{\Delta \epsilon}{\alpha_T \cdot \Delta T} \quad (7)$$

Die Formel zur Berechnung der thermischen Zwängungskraft ΔF_{therm} kann damit wie folgt umgeschrieben werden:

$$\Delta F_{therm} = k \cdot l_i (1 - C) \alpha_T \cdot \Delta T \quad (8)$$

3.3.3 Spriess unter externer und thermischer Zusatzbelastung

Bei einer kombinierten externen und thermischen Belastung des Spriesses setzt sich die gemessene Dehnung aus zwei entgegengewirkenden Komponenten zusammen. Dies ist in der nachfolgenden Abbildung 8, vereinfachend als zwei separate aufeinanderfolgende Einwirkungen, dargestellt.

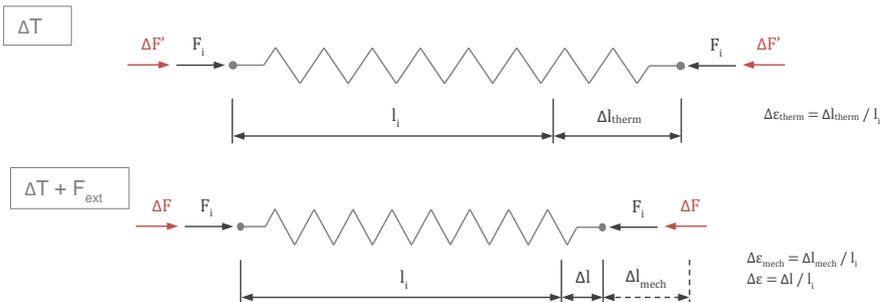


Abbildung 8: Spriess unter kombinierter thermischer und externer Belastung

Die Zusatzkraft $\Delta F'$, welche im ersten Schritt durch die thermische Ausdehnung induziert wird (Abbildung 8 oben), entspricht der Kraft, welche benötigt wird, um die Feder um die Länge $\Delta l_{UTA} - \Delta l$ zu stauchen. Somit handelt es sich um den Fall der gehinderten thermischen Ausdehnung, wie im vorangehenden Abschnitt beschrieben, und der thermische Anteil an der gesamten Spriesskraft kann wie folgt berechnet werden:

$$\Delta F' = \Delta F_{therm} = k (1 - C) \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l_i \quad (9)$$

Bei einer zusätzlichen Last aus dem Baugrund ergibt sich eine Stauchung im Spriess und es stellt sich ein neuer Gleichgewichtszustand ein mit einer Spriesskraft von ΔF ein. Für die zusätzlichen Längen- oder Kraftänderungen infolge von externen Lasten soll zur Unterscheidung zu den thermischen Lasten mit dem Index 'therm' dafür der Index 'mech' verwendet werden. Die Längenänderung aufgrund von externen Lasten Δl_{mech} kann gemäss Abbildung 8 unten demzufolge wie folgt ausgedrückt werden:

$$\Delta l_{mech} = \Delta l_{therm} - \Delta l \quad (10)$$

Und für die Kraft ΔF_{mech} , welche benötigt wird um den Spriess um die Länge Δl_{mech} zu stauchen folgt:

$$\Delta F_{mech} = k \cdot \Delta l_{mech} = k (\Delta l_{therm} - \Delta l) \quad (11)$$

Aus (7) kann der thermische Anteil der Verlängerung wie folgt angeschrieben werden:

$$\Delta l_{therm} = C \cdot \alpha_T \cdot \Delta T \cdot l_i \quad (12)$$

Und die Kraft ΔF_{mech} somit zu:

$$\Delta F_{mech} = k \cdot l_i (C \cdot \alpha_T \cdot \Delta T - \Delta \epsilon) \quad (13)$$

Die totale Kraftänderung aus einer kombinierten thermischen und externen Last kann sodann als Summe der beiden Komponenten wie folgt zusammengefasst werden:

$$\Delta F = \Delta F_{therm} + \Delta F_{mech} = k \cdot l_i (\alpha_T \cdot \Delta T - \Delta \epsilon) \quad (14)$$

Es kann beobachtet werden, dass sich der für die Herleitung eingeführte Koeffizient C in der Formel für die totale Kraftänderung herauskürzt und somit die totale Änderung der Spriesskraft ΔF exakt berechnet werden kann. Ausserdem entspricht die Formel derjenigen der reinen thermischen Ausdehnung des Spriesses. Eine allfällige mechanische Einwirkung und die resultierende Dehnung ist dabei in der gemessenen Dehnung $\Delta \epsilon$ enthalten. Das Verhältnis zwischen den beiden Lastanteilen fliesst in der Formel im Wert der gemessenen Dehnung ein. Da sich im System je nach Steifigkeitsverhältnissen ein anderer Gleichgewichtszustand einstellt, stellt die effektiv gemessene Dehnung ein Mass für die beiden Anteile der Kraft dar.

Eine Abschätzung der einzelnen Komponenten ΔF_{mech} und ΔF_{therm} kann unter Verwendung eines Koeffizienten C gemacht werden. Dieser lässt sich aus den Temperaturschwankungen in einer Phase ohne externe Laständerungen rückrechnen.

4 Ausgewählte Messresultate

4.1 Vergleichsmessung mit hydraulischer Presse

Beim Vorspannen des Spriesses und späterer Kraftbestimmung mittels hydraulischer Presse konnten die berechneten Kräfte direkt mit den Kräften in der Presse verglichen werden (vgl. Abbildung 9). Da das Vorspannen in einem sehr kurzen Zeitraum vorstättengeht und der Zeitpunkt frei gewählt werden kann, sind dabei auch keine grossen Temperaturschwankungen zu erwarten. Somit kann das Vorspannen praktisch als rein mechanischer Test des Spriesses ohne thermische Einflüsse betrachtet werden.

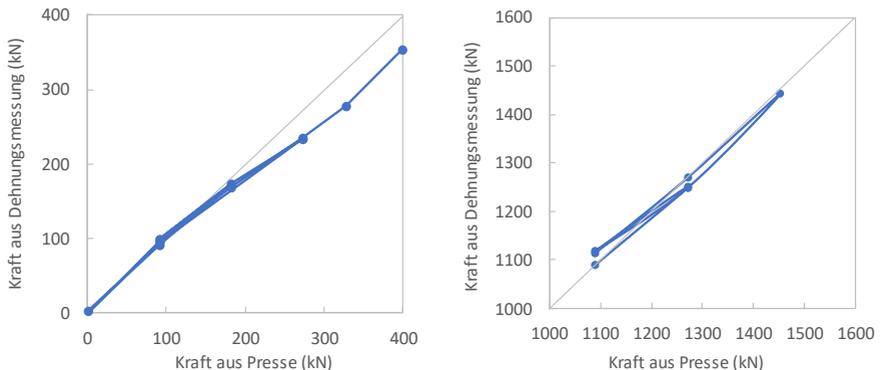


Abbildung 9: Vergleich zwischen der Kraft in der Presse und der Kraft aus der Dehnungsmessung am Spriess: während des Vorspannens (links) und während des Aushubs der Baugrube auf höherem Lastniveau (rechts)

Das abgebildete Beispiel zeigt eine gute Korrelation zwischen den Kräften in der Presse und den berechneten Kräften aus der Dehnungsmessung, insbesondere im unteren Bereich bis 200 kN. Die Kurve flacht zwischen 200 und 300 kN etwas ab, woraus ein kleiner Offset zwischen den beiden Kräften entsteht. Die Kurve wird aber mit zunehmender Last wieder steiler, so dass wenigstens die Lastdifferenzen wieder gut korrelieren. Vergleiche der beiden Kräfte auf höheren Lastniveaus im Bauzustand zeigten im Allgemeinen eine gute Korrelation mit minimalem Offset. Als mögliche Ursachen für einen Offset kommen unebene

Querschnittsverformungen durch Biegung oder die Ablesegenauigkeit resp. Regulierbarkeit der hydraulischen Presse in Frage.

Anhand des Vergleichs der beiden Kräfte könnte auch die Steifigkeit des Systems, welche für die Berechnung der Spriesskräfte benötigt wird, kalibriert werden. Da die massgebenden Parameter, die Querschnittsfläche A und der E-Modul E des Spriesses, im Allgemeinen relativ gut bekannt sind, wurde im vorliegenden Projekt auf eine individuelle Anpassung verzichtet. Ausserdem könnten die oben erwähnten Unsicherheiten zu verfälschten Parametern führen.

Der Vergleich der beiden Kräfte und die Darstellung im Diagramm sind ein ideales Hilfsmittel zur Beurteilung der Funktionstüchtigkeit und Genauigkeit des Systems.

4.2 Kalibrierung der thermischen Ausdehnung

Der thermische Ausdehnungskoeffizient α_T ist wegen des linearen Einflusses ein wichtiger Parameter bei der Berechnung der Spriesskraft und sollte demzufolge so genau wie möglich bekannt sein. In der Literatur sind für α_T Werte zwischen 11.5 und 13.5 zu finden. Der Einfluss von verschiedenen Werten für den thermischen Ausdehnungskoeffizienten wird in Abbildung 10 gezeigt.

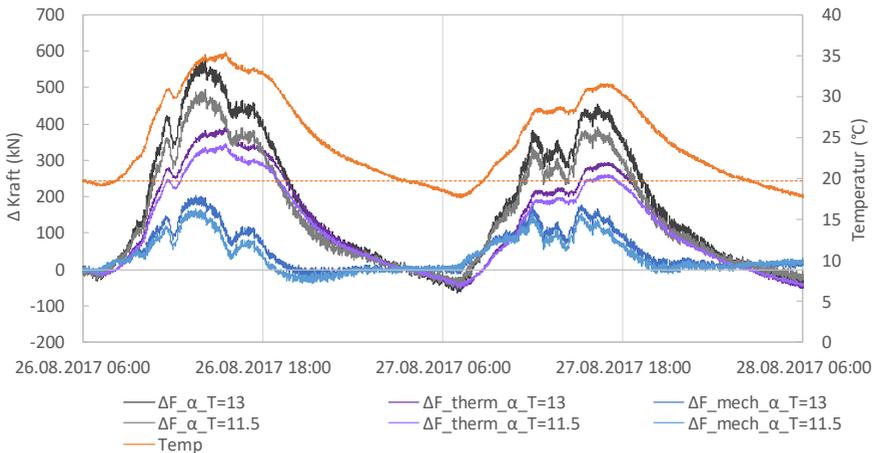


Abbildung 10: Einfluss des thermischen Ausdehnungskoeffizienten auf die berechneten Spriesskräfte

Im obigen Diagramm kann klar der Einfluss des thermischen Ausdehnungskoeffizienten auf die berechneten Kräfte beobachtet werden. Dies betrifft im speziellen den mechanischen Anteil der Spriesskraft, welcher in einer Phase ohne externe mechanische Zusatzbeanspruchung gleich null sein sollte. In Bereichen mit geringeren Temperaturgradienten kann der mechanische Anteil mit dem passenden Ausdehnungskoeffizienten näher zu null gebracht werden. Damit lässt sich das effektive thermische Verformungsverhalten von eingebauten Spriessen kalibrieren.

Es ist anzunehmen, dass das thermische Ausdehnungsverhalten in geringem Masse vom Lastniveau und möglicherweise auch von anderen Faktoren abhängig ist. Diese Abhängigkeit wurde im vorliegenden Beitrag jedoch nicht genauer untersucht.

Für den vorliegenden Spriess aus Abbildung 10 oben kann also ein Anstieg der Spriesskraft von ca. 38 kN/°C aufgrund von thermischen Einwirkungen abgeleitet werden.

4.3 Separierung der thermischen und mechanischen Kraft

Wie im vorangehenden Kapitel beschrieben, können die Anteile der thermischen Ausdehnung respektive der mechanische Anteil durch äussere Kräfte aus dem Baugrund an der Gesamtkraft durch Einführung eines Koeffizienten C abgeschätzt werden. Abbildung 11 zeigt das Zusammenspiel der einzelnen Komponenten auf Ebene der Dehnungen.

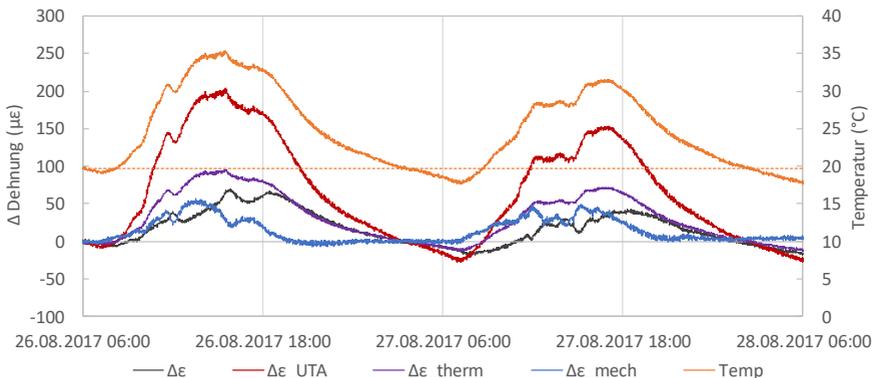


Abbildung 11: Gemessene Temperaturen und Dehnungen sowie der separierte thermische und mechanische Anteil der Dehnungen über einen Zeitraum ohne externe mechanische Einwirkungen

Das entsprechende Zusammenspiel der Kräfte im selben Zeitraum wird in Abbildung 12 unten illustriert.

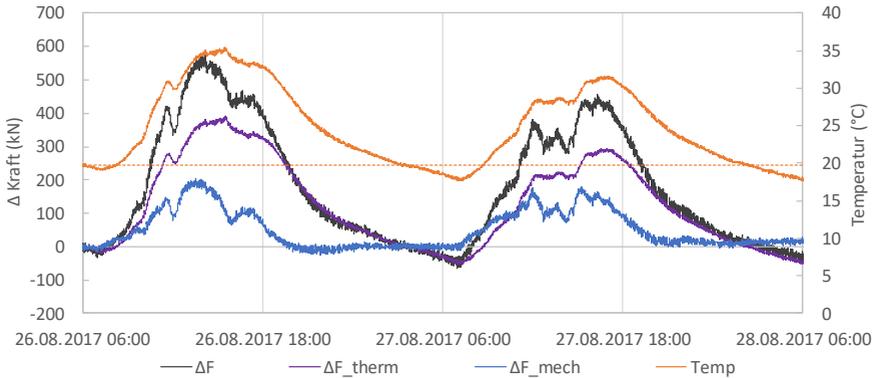


Abbildung 12: Gemessene Temperaturen und berechnete Spriesskraft sowie die separierten thermischen und mechanischen Anteile der Spriesskraft über einen Zeitraum ohne externe mechanische Einwirkungen

Die Abschätzung der Anteile wurde mittels eines konstanten Koeffizienten, welche über den betrachteten Zeitraum gemittelt wurde, gemacht. Wie den beiden obigen Abbildungen entnommen werden kann, variiert der Koeffizient bei grösseren Temperaturgradienten stark und verfälscht die berechneten Werte. Die Hauptursache für die Abweichungen liegt wohl in der thermischen Kapazität des Spriesses und der damit einhergehenden verzögerten Erwärmung/Abkühlung sowie in der ungleichmässigen thermischen Exposition des Spriesses über die Länge und im Querschnitt.

Die Betrachtung der separierten Anteile anhand eines konstanten Koeffizienten kann wertvolle Information liefern, beispielsweise für die Überprüfung der Bemessungsannahmen. Sie ist jedoch vor allem im Bereich von starken Temperaturgradienten mit Vorsicht zu betrachten.

4.4 Kraftschlüssigkeit beim Vorspannen der Spriesse

Ein weiterer Vorteil eines Messsystems an den Spriessen ist die genauere Einstellbarkeit der Vorspannkraft, welche auf diese Weise genauer kontrolliert und gesteuert werden kann (vgl. Abbildung 13). Das Beispiel zeigt ein Spriess mit einem Zielwert von gut 250 kN für die

Vorspannung. Die Abbildung zeigt anschaulich, wie die Vorspannkraft im Spriess während des Entlasten der Presse durch Schlupf im System abnimmt. So bleibt von den angestrebten 250 kN tatsächlich nur etwa 200 kN als Vorspannung im Spriess bestehen (untere, gestrichelte Linie). Um die korrekte Vorspannkraft im Spriess nach Entlasten der Presse zu erhalten, muss also während des eigentlichen Vorspannens eine höhere Kraft aufgebracht werden (obere, durchgezogene Linie). Durch die messtechnische Erfassung des Schlupfs konnte die Vorspannpraxis der Spriess zusätzlich verbessert werden.

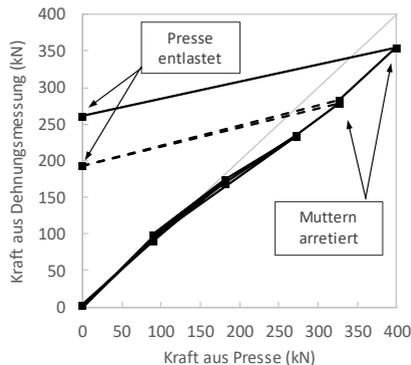


Abbildung 13: Kraftverlauf während des Vorspannens eines Spriesses

5 Schlussfolgerungen

Die Instrumentierung der Spriess mittels Dehnungs- und Temperatursensoren ermöglicht den Aufbau eines automatisierten und permanenten Überwachungssystems für die Spriesskräfte in einer Baugrube. Das Anbringen der Sensoren auf den Spriessen kann bei entsprechender Planung schnell und einfach erledigt werden.

Durch Multiplexing der Sensoren kann die Verkabelung effizient und flexibel gestaltet werden, was schlussendlich den Aufwand für die Instrumentierung verringert. Ausserdem konnten dadurch alle Sensoren resp. Spriess der Baugrube an derselben Ausleseinheit angeschlossen werden.

Grundsätzlich arbeitete das System sehr zuverlässig und die gemessenen Deformationen stimmten mit den geodätischen Messungen überein. Auch die berechneten Kräfte aus der Dehnungsmessung konnten anhand der Kraftmessung aus den Pressen bestätigt werden.

Die Kräfteverläufe konnten verifiziert und Annahmen der zugrundeliegenden Statik gut überprüft werden.

Basierend auf den oben aufgeführten Auslesegenauigkeiten der Sensoren kann mittels der mechanischen und geometrischen Eigenschaften der Spriessse auch die Genauigkeit der berechneten Spriesskraft angegeben werden. Für einen Spriess ohne thermische Einflüsse beträgt die Steifigkeit $3.6 \text{ kN}/\mu\epsilon$, was kombiniert mit der Auslesegenauigkeit einer Genauigkeit von $3.6 - 7.2 \text{ kN}$ entspricht. Bezüglich der Temperatureinwirkungen hängt die Genauigkeit stark vom thermischen Verformungsverhalten ab. Mit einer Auslesegenauigkeit von $0.1 \text{ }^\circ\text{C}$ beträgt die Genauigkeit bei Temperaturverformungen ca. $3.8 \text{ kN}/^\circ\text{C}$ (vgl. Abschnitt 4.2).

Die Grenzen des angewendeten Systems wurden beim Schutz der Sensoren und insbesondere der Signaltransportkabel ersichtlich. Leider kam es im Verlaufe des Projektes, insbesondere in der Aushubphase zu zahlreichen Beschädigungen von Signaltransportkabel, welche in meist aufwändiger Arbeit wieder repariert werden mussten, um die vollständige Funktionalität des Systems gewährleisten zu können. Ideen für entsprechende Verbesserungen bei zukünftigen Anwendungen sind aber bereits vorhanden.

Eine weitere Herausforderung zeigt sich bei den Temperatureinwirkungen und deren korrekte Berücksichtigung. Aus logistischen Gründen war es in diesem Projekt nicht möglich, auf jedem instrumentierten Spriess neben dem Dehnungssensor auch ein Temperatursensor zu installieren. So musste zur Erfassung der Temperatureffekte teilweise auf eine Temperaturmessung am benachbarten Spriess zurückgegriffen werden. Dies machte die Interpretation der Daten anspruchsvoller oder konnte die Berechnung bei einem schnellen Temperaturwechsel wegen des örtlich teilweise stark variierenden Schattenwurfs auch leicht verfälschen. Hinzu kommt die unterschiedliche Temperaturexposition über die Spriesslänge sowie die Wärmekapazität, welche mit 'nur' einem Temperatursensor pro Spriess teilweise nicht hoch genug aufgelöst erfasst werden konnte. Hier konnte vor allem bei hohen Temperaturgradienten und schnell wechselndem Schattenwurf eine Verzögerung der thermischen Ausdehnung beobachtet werden. Die meisten Sensoren wurden aus ausführungstechnischen Gründen an der Oberseite des Spriesses angebracht, was unter dem oben beschriebenen Aspekt wohl suboptimal ist. Die Platzierung des Sensors unter Berücksichtigung der verschiedenen Aspekte ist für weitere Anwendungen sinnvollerweise

einzuplanen. Allgemein zeigt sich, dass der thermische Einfluss auf die Kraft im Spriess bei grossen Temperaturschwankungen einen grossen Anteil ausmachen kann und unbedingt berücksichtigt werden muss.

Ein Verbesserungspotential ist auch bei der Konsolidierung und Aufbereitung der grossen Datenmenge für die anschliessende Interpretation vorhanden, um schnell die geeigneten und verhältnismässigen Massnahmen ableiten zu können.

Ein weiterer Aspekt ist die Biegung des Spriesses und die daraus resultierende ungleichförmige Dehnungsverteilung im Querschnitt. Biegung durch exzentrische Lasteinleitung kann durch die gelenkige Lagerung beim angewendeten Spriesssystem weitestgehend vermieden werden. Jedoch wird sich bei grossen Temperaturgradienten wohl eine Biegung durch ungleichmässige Erwärmung des Spriesses einstellen. Dieser Einfluss wird in der vorliegenden Publikation nicht näher behandelt, muss aber für die Beurteilung der Messresultate und der Spriesskräfte weiter untersucht und statisch berücksichtigt werden.

Alles in allem scheint das installierte System eine vielversprechende Lösung für die automatisierte Überwachung von Spriesskräften in Baugruben zu sein. Insbesondere, wenn die oben genannten Herausforderungen noch verbessert werden können.

6 Danksagung

Die Autoren möchten sich bei der Bauherrschaft der Villa Rosau AG für die Möglichkeit dieser Publikation und die Unterstützung während der Projektbearbeitung bedanken. Weiterer Dank geht an das projektierende Ingenieurbüro Locher Ingenieure AG in Zürich für die Mithilfe und Zusammenarbeit.

Literatur

Batten, M.; Powrie, W.; Boorman, R.; Leiper, Q.; Use of vibrating wire strain gauges to measure loads in tubular steel props supporting deep retaining walls, Proc. Instn Civ. Engrs 1999, Paper 11380, 1999

Dunncliff, J.; Geotechnical Instrumentation for Monitoring Field Performance, ISBN: 978-0-471-00546-9, 1994

Hashash, Y.; Marulanda, C.; Kershaw, K.; Cording, E.; Druss, D.; Bobrow, D.; Das, P.; Temperature Correction and Strut Loads in Central Artery Excavations, Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, Vol. 129, No. 6, June 1, 2003, S. 495 – 505, 2003

Iten, M.; Hauswirth, D.; Fischli, F.; Puzrin, A.M.; Distributed fiber-optic sensors in geotechnical engineering monitoring, ISSMGE Bulletin, Vol. 6, Issue 5, 2012

Morey, W.; Meltz, G.; Glenn, W.; Fiber Optic Bragg Grating Sensors', Proc. SPIE 1169, Fiber Optic and Laser Sensors VII, 98, doi:10.1117/12.963022, 1990

O'Rourke, T.; Cording, E.; Measurement of Strut Loads by Means of Vibrating-Wire Strain Gages, Performance Monitoring for Geotechnical Construction, ASTM STP 584, American Society for Testing and Materials, pp. 58-77, 1975

Zaremba, N.; Lehane, B.; The performance of steel struts in a braced excavation in Perth CBD, Australian Geomechanics, 42(3), 2007

Zaremba, L.; Experiences in strut load monitoring in excavations for the new metrorail city project, 2007

Autoren

Frank Fischli, M.Sc. Bauingenieur ETH

frank.fischli@marmota.com

Michael Iten, Dr.-Ing. Bauingenieur ETH

michael.iten@marmota.com

Marmota Engineering AG

www.marmota.com

Technoparkstrasse 1, 8005 Zürich, Schweiz

Tel.: +41 44 515 91 50

Marc Freiburghaus, M.Sc. Bauingenieur ETH

marc.freiburghaus@martiag.ch

Marti AG Bern

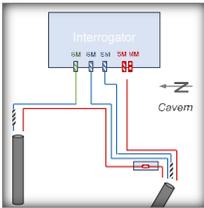
bern.martiag.ch

Bernstrasse 13, 3302 Moosseedorf, Schweiz

Tel.: +41 31 858 44 72



IHR PARTNER FÜR FASEROPTISCHE MESSSYSTEME



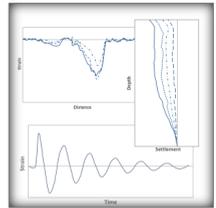
Planung



Instrumentierung



Messungen



Auswertung

- Längsverteilte (distributed) Systeme
- Fibre Bragg Grating (FBG)
- Raman

Marmota Engineering AG
www.marmota.com



Innovative Monitoringlösungen bei der Ertüchtigung geotechnischer Bestandsbauwerke am Beispiel von internationalen Talsperrensanierungsprogrammen

Thomas M. Frey, Jörg Haßhoff, Patrick Wörle
Dywidag Systems International, Königsbrunn, Deutschland

1. Einleitung

Bei der Überwachung von Bauwerken gewinnt die permanente Ankerkraftmessung durch teilweise immer anspruchsvoller werdende Konstruktionen zunehmend an Bedeutung. Auch Sanierungen und Instandhaltungsmaßnahmen sollen im Hinblick auf Effektivität und Funktionalität überprüf- und beobachtbar sein. Die daraus resultierenden Anforderungen an die moderne Messtechnik wachsen stetig und fordern innovative Lösungen. Dabei sind auch die Langlebigkeit, Genauigkeit und Bedienbarkeit wichtige Aspekte. Das System DYNA® Force stellt durch die Messung über Sensoren solch ein neues Messsystem dar, welches durch seine technisch und wirtschaftlich effizienten Eigenschaften gezielt zur Vereinfachung der permanenten Ankerkraftmessung beiträgt und gleichzeitig ein breites Spektrum an Anwendungsmöglichkeiten rund um den Einsatz von Vorspannsystemen bietet. Darüber hinaus werden Erfahrungen des neuen Messsystems, welches im Rahmen der Sanierung der Talsperre bei Trebinje in Bosnien als Kontrollsystem zum Einsatz kam, vorgestellt.

2. Bedürfnisse und Anforderungen

Die dauerhafte Überwachung diffiziler Bauwerke muss durch angemessene Messtechniken gewährleistet werden. Neben Anwendungen im Bereich anspruchsvoller Ingenieurbauwerke wie u.a. bei Schrägseilbrücken oder durch Ringvorspannung gesicherter Hochbausilos, Staudämme und im Untertagebau, gewinnt die Messtechnik ebenso in der Geotechnik zunehmend an Bedeutung.

Durch permanente Ankerkraftmessung wird eine transparente Beurteilung anspruchsvoller Bauwerke hinsichtlich ihres Tragverhaltens sowie ihrer Verformungen möglich. Durch ge-

zielte Beobachtung und rechtzeitige Analyse dieser Entwicklungen können präventive Maßnahmen ergriffen und somit Gefahren für Leib und Leben sowie Bauschäden, verursacht durch z.B. Hangrutschungen, oder gar ein Tragwerksversagen gezielt vermieden werden. In der Geotechnik sind vor allem folgende Bauwerke mit großen Herausforderungen hinsichtlich einer permanenten Ankerkraftmessung verbunden:

- Rückverankerungen von zeitlich lang andauernden Baugruben
- Hang- und Böschungssicherungen an Gleis- und Kraftfahrzeugstrecken
- Hafен und Schleusenbauwerke
- Auftriebssicherungen.

Im innerstädtischen Bereich, vor allem bei Baumaßnahmen innerhalb sehr dichter Bebauung in Großstädten, ist großes Augenmerk auf das Setzungsverhalten von Gebäuden auf Nachbargrundstücken oder angrenzenden Straßen und Fahrbahnen zu legen. Auch hier schafft die permanente Ankerkraftmessung mehr Transparenz und gibt rechtzeitig Aufschluss über etwaige Veränderungen im Baugrund.

Ein weiterer Aspekt ist die schwierige Beurteilung der Belastungssituation von Bestandsbauwerken, welche über ihre Jahre gegebenenfalls verschiedene bauliche Veränderungen erfahren haben. Permanente Monitoring-Systeme unterstützen hierbei die zukünftige Beurteilung und gleichzeitig die Planung von Ertüchtigungs- und Sanierungsmaßnahmen. Dadurch wird einerseits das Sicherheitsniveau erhöht. Andererseits ermöglicht eine detaillierte Kenntnis der Belastungssituation die Planung und Ausführung wirtschaftlich optimierter Bauwerke.

Neben den genannten technischen Gründen für permanente Ankerkraftmessungen existieren ebenso normative Regelungen hinsichtlich der Überwachung von Bauwerken (siehe DIN EN 1537:1999+AC:2000 Punkt 9.11 sowie DIN SPEC 18537). Demnach sind bei Verformungen des lastabtragenden Systems, die zu wesentlichen Dehnungsänderungen der Anker führen, Nachprüfungen gefordert.

3. Aktueller Stand der Technik

Bisher wurden verschiedene Systeme zur Ankerkraftmessung verwendet. Bei Dauerlitzensowie Dauer-Einstab-Verpressankern ist eine nachträgliche Prüfung beispielsweise durch

einen Abhebeversuch möglich. Hierbei wird mittels schweren Zubehörs die Ankerkopfkonstruktion angehoben. Dies geschieht bei Litzenankern durch Aufschrauben einer Zugglocke auf den Keilträger mit Außengewinde oder einer speziellen Abhebevorrichtung bei glatten Keilträgern. Bei Stabankern wird mit Hilfe einer Spannschindel und einer Muffenverbindung solch einen Versuch durchgeführt. Grundsätzlich wird nach dem Aufsetzen der hydraulischen Presse durch einen definierten Spannenzyklus die Abhebekonstruktion gespannt und somit die Verankerung angehoben. Sobald diese abhebt, kann die Kraft anhand des vorliegenden Pressendrucks oder mit Hilfe einer Kraftmeßdose bestimmt werden. Dieser Test ist punktuell betrachtet sehr aufschlussreich, erfordert aber den Einsatz von zusätzlichem Personal und etwaigem Zubehör wie Presse, Überspannstuhl, Aggregat, sowie diversen Zubehörs. Ankerkraftmessungen in größeren Höhen bedürfen hierbei durch ihre schwere Erreichbarkeit die Notwendigkeit an zusätzliche Hilfsmittel wie Hubarbeitsbühnen oder dergleichen.

Eine weitaus effizientere Lösung wird durch den Einsatz von Kraftaufnehmern gegeben (vgl. Bild 1). Die Installation sogenannter Kraftmessdosen erfolgt bauseits im Bereich der Ankerkopfkonstruktion. Bei fachgerechtem Einbau bieten Kraftmessdosen eine Genauigkeit von bis zu $\pm 1\%$. Temperaturschwankungen können die Messgenauigkeit hingegen stark beeinträchtigen. Darüber hinaus sollte bei der Montage auf eine möglichst zentrische Kräfteinleitung der Ankerkraftaufnehmer geachtet werden, andernfalls können die Messergebnisse stark von den tatsächlichen Lasten abweichen. Die Auslesung der Ankerkraft erfolgt je nach System analog mit einem Bourdon-Manometer oder elektrisch mit digitalem Manometer.



Bild 1: Kraftmessdose am Ankerkopf



Bild 2: Kraftmessdose mit Manometer

Neben den erwähnten messtechnischen Verfahren kann die Ankerkraft in Abhängigkeit der Zeit ebenfalls theoretisch auf Basis des Relaxationsverhaltens des Zuggliedes abgeleitet

werden. Hierbei werden in Abhängigkeit der Initialspannung, der Zugtragfähigkeit und des Belastungszeitrahmens die zu erwartenden Spannungsverluste errechnet. Etwaige Verformungen oder Lastumlagerungen des Baugrunds selbst können hierbei allerdings nur grob abgeschätzt werden.

4. DYNA Force® Messsystem

DYWIDAG Systems International hat sich im Laufe der letzten Jahre an der Entwicklung eines innovativen Messprinzips beteiligt. Die Kraftmessung basiert auf den elasto-magnetischen Eigenschaften ferromagnetischer Materialien und erfolgt mit DYNA Force® Sensoren. Die Sensoren sind mit einer Primär- und einer Sekundärspule bestückt (vgl. Bild 2 und Bild 5), wobei die Primärspule durch Impulsgebung ferromagnetische Materialien innerhalb des Sensors magnetisiert. Durch die Magnetisierung wird innerhalb der Sekundärspule eine Spannung induziert. Ändert sich die Normalspannung des innerhalb des DYNA Force® Sensors befindlichen Stahltraggliedes, verändert sich gleichzeitig die Rate des Magnetflusses, Permeabilität genannt, und damit die in der Sekundärspule induzierte Spannung. Auf Basis eines innerhalb des Auslesegerätes definierten Zusammenhangs zwischen der Permeabilität des Stahltraggliedes und der zugehörigen Normalspannungen, wird die Normalkraftbeanspruchung der Litze oder des Stabes errechnet.

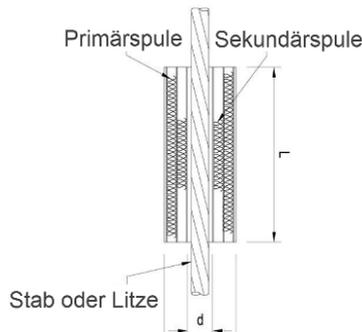


Bild 3: Physikalisches Prinzip

Die Sensoren sind mit unterschiedlichen Durchmessern verfügbar und können sowohl für die Kraftmessung von Litzen als auch von vorgespannten Stäben verwendet werden. Das System setzt sich aus folgenden Bestandteilen zusammen:

- Auslesegerät
- DYNA Force® Sensor
- Multiplexer zur gleichzeitigen Messung mehrerer DYNA Force® Sensoren
- Modem + Controller um die Messdaten drahtlos auf den PC zu übertragen



Bild 4: Auslesegerät



Bild 5: Multiplexer



Bild 6: DYNA Force® Sensor

Das DYNA Force® Messsystem stellt ein berührungsloses Messprinzip dar und kann zur Messung von Stab- als auch Litzenkräften angewandt werden. Abbildung 6 zeigt Detailskizzen möglicher Applikationspositionen bei Stab- oder Litzenankern.

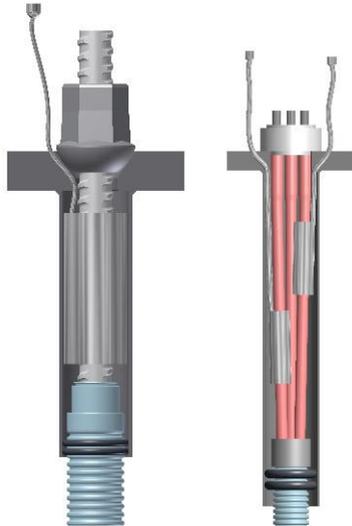


Bild 7: Sensorapplikationspositionen bei Stab- bzw. Litzenankern

In Abbildung 7 ist ein möglicher Schaltkreis des Messsystems dargestellt. Hier abgebildet ist eine Lösungsvariante in Kombination mit 3 Multiplexer-Einheiten zur Auslese mehrerer Sensoren. Darüber hinaus können bei dem oben dargestellten System mit Hilfe eines Controllers und des Modems die ausgelesenen Daten drahtlos auf einen PC mit einer statischen IP-Adresse übertragen werden.

5. Referenzen

5.1. Allgemeines

Das DYNA Force®-Messsystem wurde bereits bei zahlreichen internationalen Großprojekten sowohl im Bereich des konstruktiven Ingenieurbaus als auch bei geotechnischen Verankerungssystemen erfolgreich angewandt. Beispiele hierfür sind unter anderem die Kraftmessungen an der Elbebrücke in Schönebeck, die Litzenankerkraftmessungen in Frankfurt am Main oder die Talsperren Sanierung bei Trebinje in Bosnien. Die letzten beiden Projekte werden im Folgenden näher vorgestellt und die baupraktischen Erfahrungen dieses Messsystems herausgearbeitet, im Vortrag wird aus Zeitgründen nur die Sanierung bei Trebinje präsentiert.

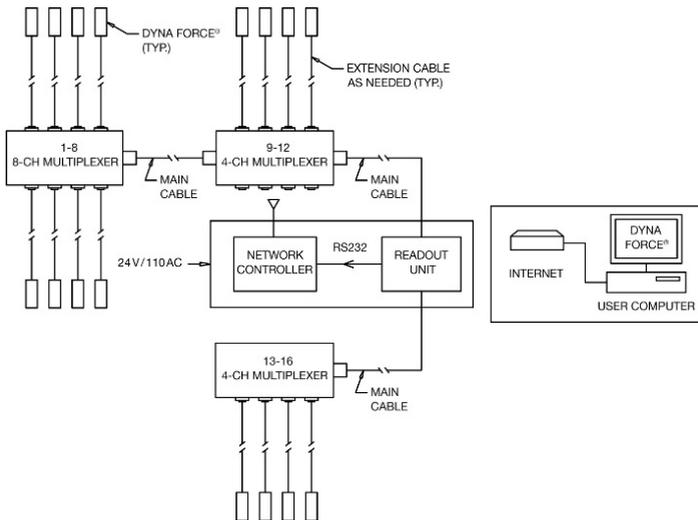


Bild 8: Möglicher Schaltkreis eines DYNA Force® Monitoring-Systems mit drahtloser Datenübertragung



Bild 9: DYNA Force® Kraftmessungen an der Elbebrücke in Schönebeck

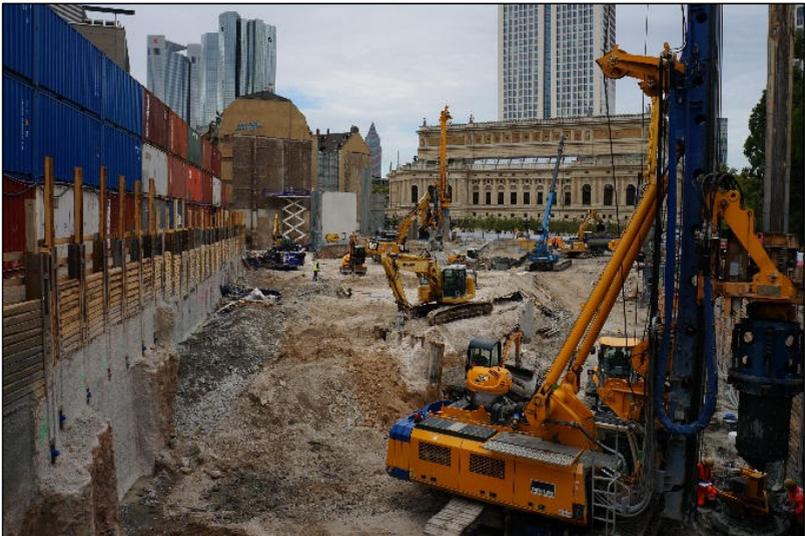


Bild 10: DYNA Force® Litzenankermessungen in Frankfurt am Main/Opernplatz

5.2. Projekt: Neubebauung Frankfurt am Main / Opernplatz

In Frankfurt am Main errichtet die Opernplatz GmbH & Co KG ein Luxushotel mit 150 Zimmern/Suiten, ein Tagungszentrum sowie ein Wohn- und Geschäftsgebäude zwischen dem Opernplatz, der Liesel-Christ-Anlage und der Hochstraße. Dazu wird eine mehrgeschossige Tiefgarage mit rund 350 Stellplätzen erbaut. Der Aushub der Baugrube für die mehrgeschossige Tiefgarage ist der geotechnischen Kategorie GK3 nach DIN 1054:2010-12 zuzuordnen. Um die rechnerische Boden-Bauwerks-Interaktion zu kontrollieren und zu verifizieren werden an ausgewählten Messquerschnitten die Verformungen des Baugrubenverbaus sowie die Entwicklung der Ankerkräfte mit fortschreitendem Baugrubenaushub aufgezeichnet. Das von der Dr. Hug Geoconsult GmbH ausgearbeitete Konzept für die baubegleitenden Beweissicherungsmaßnahmen und Kontrollmessungen umfasst Inklinometer-, Extensometer-, Porenwasserdruckmessungen sowie Ankerkraftmessungen mit Kraftmessdosen. Innerhalb der insgesamt fünf definierten zu überwachenden Messquerschnitte werden Ankerkräfte von temporären 4-Litzenankern aufgezeichnet.

Neben den geplanten Ankerkraftmessungen mit Kraftmessdosen werden an zwei Messquerschnitten zusätzlich DYNA Force® Sensoren installiert. Insgesamt werden 12 Verpressanker mit DYNA Force® Sensoren bestückt. An jedem der Messanker werden 2 DYNA Force® Sensoren installiert. Die Montage aller Messsensoren erfolgte werkseitig seitens der DSI. Zusätzlich wurden alle Sensoren vor der Applikation auf den Messankern kalibriert. Zur Vermeidung von Transport und Einbauschäden wurde der mit Sensoren bestückte Bereich der Anker geschützt und mitsamt des Schutzmaterials ins Bohrloch eingebracht (siehe Bild 11 und Bild 12).

Vor dem Spannen der Anker wurde die Schutzverpackung geöffnet und alle Kabel an den gesamten Monitoring-Schaltkreis angeschlossen. Nach der Montage des Ankerkopfes wurde unmittelbar vor der Ankerprüfung eine Nullmessung der Sensoren durchgeführt. Anschließend wurde bei der maximalen Last der Abnahmeprüfung die Kraft resultierend aus dem Pressendruck, die Anzeige der Kraftmessdose und die Messungen der zwei DYNA Force® Sensoren gegenüber gestellt und miteinander verglichen. Das System erwies sich als äußerst praxistauglich. Die mit DYNA Force® Sensoren bestückten Anker konnten problemlos ins Bohrloch eingebracht werden und führten zu keiner Beeinträchtigung beziehungsweise Verzögerung der Bauarbeiten. Die Messungen konnten aufgrund der gewählten Kabelführung außerhalb der Baugrube durchgeführt werden.

Dem derzeitigen Aushubstand der Baugrube entsprechend wurden insgesamt vier Litzenanker hinsichtlich der gemessenen Ankerkräfte ausgewertet. Die Messergebnisse der vier Ankerpositionen sind in Abbildung 13 dargestellt. Innerhalb der ersten Ankerlage (Lage A) wurde die finale Festlegelast nach abgeschlossener Abnahmeprüfung von der Kraftmessdose und den DYNA Force® Sensoren verglichen.

Im Rahmen dieser ersten Kontrollmessungen wurde davon ausgegangen, dass die installierten Kraftmessdosen die tatsächliche Ankerkraft mit ausreichender Genauigkeit wiedergeben und somit als Referenzlast zur Beurteilung der Genauigkeit der DYNA Force® Sensoren herangezogen werden können. Im Rahmen der zweiten Ankerlage wurde zusätzlich der Pressendruck aufgezeichnet und die anhand eines aktuellen Kalibrierscheines resultierende Belastung ausgewertet. Hier zeigt sich, dass die Ankermessungen mit Hilfe der DYNA Force® Sensoren die tatsächlichen Ankerkräfte mit geringen Abweichungen wiedergeben. Darüber hinaus ergibt sich, dass die Messungen der Kraftmessdosen zum Teil stark von den tatsächlichen Ankerbelastungen abweichen.



Bild 11: Messanker vor dem Einbau ins Bohrloch

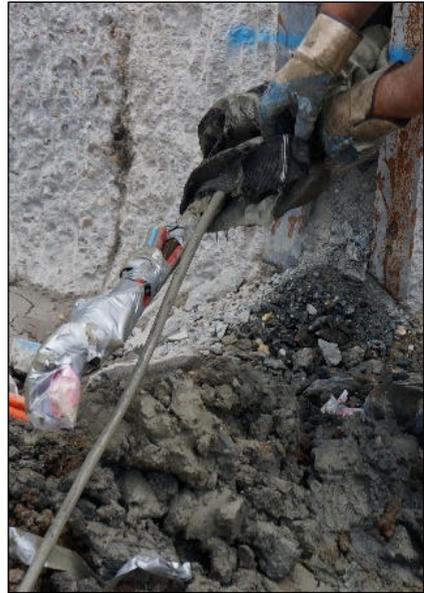


Bild 12: Messanker eingebaut und verpresst

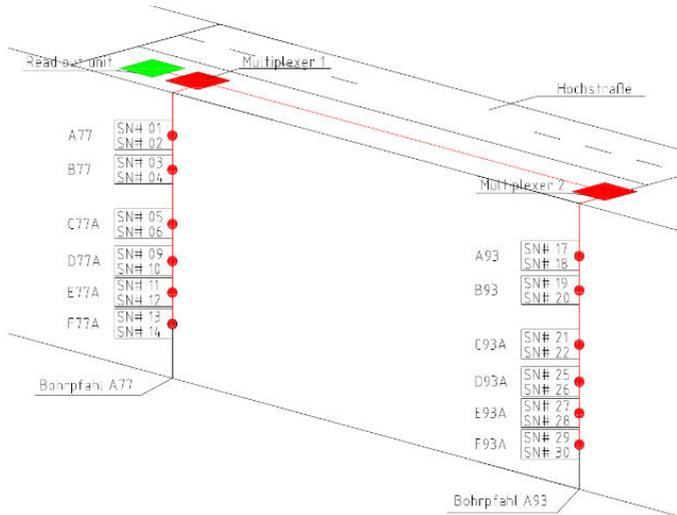


Bild 13: Schaltkreis des Dynaforce-Monitoringsystems in Frankfurt am Main/Opernplatz

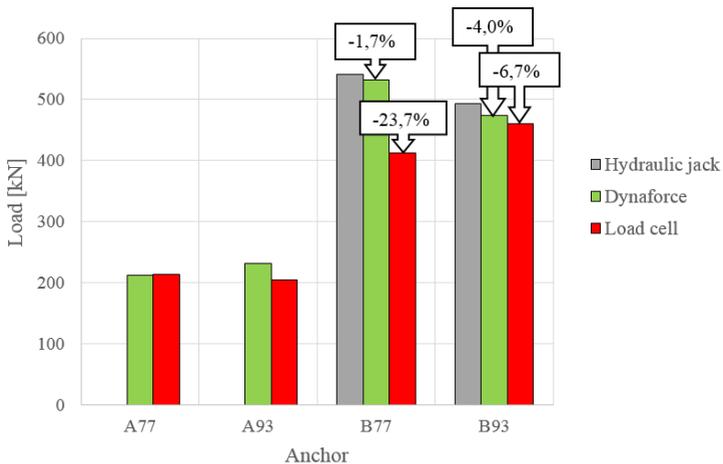


Bild 14: Messergebnisse der ersten beiden Ankerlagen in Frankfurt am Main / Opernplatz

Grund für die starke Abweichung der Kraftmessdosenmessung bei Anker B77 ist die stark exzentrische Beanspruchung der Kraftmessdose. Aufgrund des verhältnismäßig hohen Ge-

wichts des gesamten Ankerkopfes, war eine Zentrierung des Keilträgers auf der Kraftmessdose schwer umsetzbar. Daraus resultierte eine Abweichung gegenüber der tatsächlichen Ankerkraft von bis zu 23,7%. Bei dem Anker B93 konnte der Keilträger besser oberhalb der Kraftmessdose zentriert werden, wodurch die Messgenauigkeit erhöht wurde. Die DYNA Force® Sensoren lieferten ausreichend genaue Messergebnisse. Bei der Ankerposition wurde lediglich 1,7% Abweichung festgestellt. Bei Position B93 fiel einer der beiden Sensoren aus. Somit stand lediglich ein Sensor zur Messung des 4-Litzenankers zur Verfügung. Aufgrund der Streuung der Vorspannkräfte der einzelnen Litzen untereinander, lag die Messgenauigkeit der DYNA Force® Sensoren bei 4,0%.

5.3. Projekt: Talsperrensanierung bei Trebinje in Bosnien

„Der Grančarevo-Damm liegt am Trebišnjica-Fluss im Südwesten von Bosnien und Herzegowina, nahe der Grenze zu Montenegro. Die Bogenstaumauer in der Nähe des Ortes Gornje Grančarevo in der Gemeinde Trebinje ist mit 123 m der höchste Staudamm des Landes. Der zugehörige Speichersee Bileća ist in Bezug auf sein Speichervolumen der größte Speichersee in Bosnien und Herzegowina.

Der Grančarevo-Damm wurde 1967 in Betrieb genommen, und die beiden Wasserkraftwerke Trebinje-1 und -2 mit einer Gesamtleistung von 188 MW wurden 1968 und 1979 fertiggestellt. Aktuell wurden die Überwachungssysteme für die Sicherheit des Staudamms instandgesetzt und modernisiert. Um die Stabilität des Staudamms dauerhaft sicherzustellen, wurden hierzu in der rechten Hangflanke direkt unterhalb der Bogenstaumauer permanente Litzenanker mit doppeltem Korrosionsschutz installiert.

Die verwendeten Anker sind elektrisch prüfbare Litzenanker in Längen von bis zu 61,5 m. Sie sind für den dauerhaften Einsatz (Mindestlebensdauer +100 Jahre) zugelassen. Durch die Entkopplung des Ankerkopfes und des Zugglieds von der Ankerplatte ist bei diesem System eine elektrische Widerstandsmessung vom Anker zum Erdreich möglich. Dabei kann die Unversehrtheit der Korrosionsschutzhülle jederzeit und permanent mittels elektrischer Widerstandsprüfung kontrolliert werden. Die Anker erfüllen zudem die Anforderungen nach SIA.

Zur dauerhaften Überwachung der Vorspannkkräfte in den Litzenankern wurden an 23 Anker im Bereich der Verankerungslänge insgesamt 46 Messsensoren installiert. Die Sensoren ermöglichten eine zusätzliche Kraftkontrolle während des Spannvorgangs. DSI lieferte vier Multiplexer mit einer Edelstahlverkleidung für den dauerhaften Einsatz im Freien, an denen die Messsensoren zentral angeschlossen wurden.

Außerdem wurden eine Ausleseeinheit und ein Controller für die automatische Auswertung der Daten installiert. Die Messdaten der Sensoren werden durch einen mit der Ausleseeinheit verbundenen Controller kontinuierlich abgefragt und gespeichert. Über eine Glasfaserverbindung mit dem Controller werden die Daten einmal monatlich auf einen im Steuerraum positionierten PC übertragen und ausgewertet. Der Steuerraum dient der zentralen Überwachung des gesamten Staudamms.

Die von DSI gelieferten Litzenanker wurden mithilfe zweier aneinander gekoppelter CFK-Leichtspannpresen vorgespannt. Zum zusätzlichen Schutz brachte man über den Ankerköpfen gefettete Ankerkappen aus Edelstahl an. Dank der Litzenanker kann der Hang unterhalb der Staumauer des Grančarevo-Damms zukünftig dauerhaft und sicher überwacht werden.“

Die obige Beschreibung befindet sich online bei Stucturae (Link: <https://structurae.de/produkte-services/instandsetzung-des-grancarevo-damms-in-bosnien-und-herzegowina>).



Bild 15: Sicherung der Talsperre durch Litzenanker



Bild 16: Montage der DYNA Force Sensoren



Bild 17: Zubehör für die Kopfmontage



Bild 18: Eignungsprüfung und Festlegen der Litzenanker



Bild 19: Detail des Litzenancker Kopfes



Bild 20: Haube zum Nachspannen

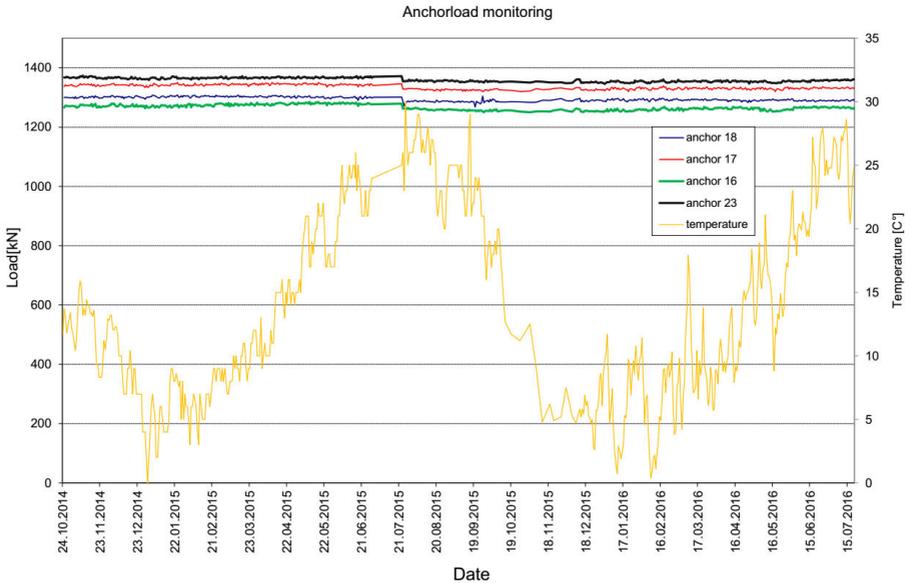


Bild 21: Messreihen Anker 16-18 und 23 vom 24.10.2014-15.07.2016

6. Zusammenfassung

Im Vergleich zu alternativen Methoden der Ankerkraftmessung lassen sich folgende Vorteile des DYNA Force[®] Messsystems ableiten.

- Werkseitige Vormontage und Kalibrierung der Sensoren
- Berührungsloses Kraftmonitoring
- Keine zusätzlicher Aufwand beim Ankereinbau
- Hohe Messgenauigkeit
- Ankerkraftmessung durch nur eine Person möglich
- Drahtlose Messdatenabfrage möglich
- Robuster Sensor ohne Wartungsbedarf für permanente Ankerkraftmessungen
- Kosteneffektiv – im Vergleich zu anderen verfügbaren Systemen
- Vergleichsweise geringe Konstruktionshöhe des Ankerkopfs
 - Geringe Konstruktionshöhe bei Vorsatzschalen
 - Kein zusätzliches Hindernis für Baustellenverkehr

Der bisherige Einsatz des DYNA Force® Messsystems zeichnete sich vor allem durch die einfache Handhabung des Systems auf der Baustelle, und die Möglichkeit der digitalen Auslese der Messdaten aus. Sämtliche Messungen können außerhalb der Baugrube zentral von einem Standpunkt aus abgerufen werden.

Darüber hinaus bleibt die Messgenauigkeit des Systems unbeeinflusst von der Exzentrizität der Lasteinleitung am Ankerkopf. Ein bekanntes Problem fehlerhafter Kraftmessungen aufgrund starker Temperaturschwankungen (z.B. aufgrund direkter Sonneneinstrahlung) des Messgerätes, welches vorwiegend bei Kraftmessdosen auftritt, wird beim Einsatz von DYNA Force® Sensoren gänzlich aufgehoben. Einerseits sind die im Bohrloch installierten Sensoren deutlich geringeren Temperaturschwankungen unterworfen. Andererseits wird der Einfluss der Temperatur, der für dieses Messprinzip marginal ist, mit Hilfe eines Temperatursensors, welcher im Bereich des Sensors eingebaut ist, automatisch durch das Auslesegerät kompensiert.

Das berührungslose Messprinzip verbunden mit den geringen Abmessungen der Sensoren bietet die vorteilhafte Möglichkeit die Sensoren nicht zwingend in der freien Länge der Anker, sondern auch in der Verpressstrecke von Litzenankern oder Stabankern zu applizieren. Dadurch können Verankerungslängen projektbezogen an die geotechnischen Rahmenbedingungen angepasst und optimiert werden.

Das DYNA Force® Messsystem erweitert somit das am Markt verfügbare Produktportfolio an Kraftmonitoring-Systemen und bietet Vorteile, um zukünftige komplexe Baumaßnahmen, sicherer und kosteneffektiver planen und ausführen zu können.

Literatur und Quellen

- **DIN EN 1537:1999+AC:2000**
- **DIN EN 1537:2014-07** Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau - Verpressanker;
Deutsche Fassung EN 1537:2013
- **DIN SPEC 18537:2017-11** Ausführung von Arbeiten im Spezialtiefbau – Verpressanker - *Ergänzende Festlegungen zu DIN EN 1537:2014-07*
- **Structurae** – Internationale Datenbank für Ingenieurbauwerke
<https://structurae.de/produkte-services/instandsetzung-des-grancarevo-damms-in-bosnien-und-herzegowina>

Autoren

Dipl.-Ing. (FH) Thomas M. Frey

Dywidag Systems International,

Germanenstr. 8, 86343 Königsbrunn

thomas.frey@dywidag-systems.com

Tel.: +49 (0) 8231 – 9607 – 16

Dipl.-Ing. Jörg Haßhoff

Dywidag Systems International

Max-Planck-Ring 1, 40764 Langenfeld

joerg.hasshoff@dywidag-systems.com

Tel.: + 49 (0) 2173 – 7902 – 24

Dr.-techn. Patrick Wörle, BSc.

Dywidag Systems International

Neuhofweg 5, 85716 Unterschleißheim

patrick.woerle@dywidag-systems.com

Tel.: +49 (0) 89 – 309050 – 181

Fiber optic sensors on monopiles for sub-soil load monitoring of offshore wind turbines

Wout Weijijens¹, Eli Voet², Gert de Sitter³, Geert Luyckx² and Christof Devriendt^{1,3}

¹ Offshore wind infrastructure lab (OWI-lab), Belgium

² Com&Sens, www.com-sens.eu, Belgium

³ 24SEA, www.24sea.eu, Belgium

1 Introduction

Nobelwind is the newest offshore wind farm outside the coast of Belgium. In a continued effort to optimize future offshore wind farms Parkwind and OWI-lab have started a new research project at the Nobelwind site with the support of the Flemish government. In the project Nobelwind have teamed up with TU Braunschweig and industry partners 24SEA and Com&Sens to improve the knowledge on offshore wind turbines.

As part of the research project 'Nobelwind', three wind turbine monopiles have been instrumented with optical strain gauges (FBGs) over the entire length of the monopile, pore water, earth pressure sensors and inclinometers at specific locations subsoil. With this innovative set-up, the project aims to better understand the dynamics subsoil, and to validate new design methodologies. All in with the goal to improve future designs and reduce the cost of offshore wind energy. In addition the sensors subsoil will be used to validate the concept of virtual sensing below the mudline, where strains over the entire substructure are predicted using accelerometers on the tower.

In this contribution, we will focus on the first results from the optical strain gauges instrumented on the monopile.

2 Project overview

2.1 Motivation

Offshore wind turbines (OWTs) are some of the most dynamic civil structures. The substructures of OWTs are loaded by both wind and waves, and excited by the rotations of the wind turbine on top. The most common substructure design in offshore wind is the so-called monopile foundation, Figure. 1, which represents over 80% of all offshore wind



Figure 1 : (left) The Nobelwind offshore wind farm is the most recent offshore wind farm in Belgium on monopile foundations. (right) Monopiles for the Horns rev 3 wind farm, modern day monopiles are relatively short with large diameters [Offshorewind.biz,2017]

turbines. A monopile foundation is a single cylindrical pile of with diameters ranging from 4 to 8 meters and lengths up to 70 meter.

These piles are considered to be relatively short with respect to their diameter, Figure. 1 (right), especially when compared to the piles typically found in offshore oil & gas (O&G). The design of an offshore wind turbine on monopile foundation is strongly driven by the dynamic interaction between the periodic wave-loading, the rotor harmonic loads (e.g. unbalances or blades passing) and the first structural resonance frequency. The entire

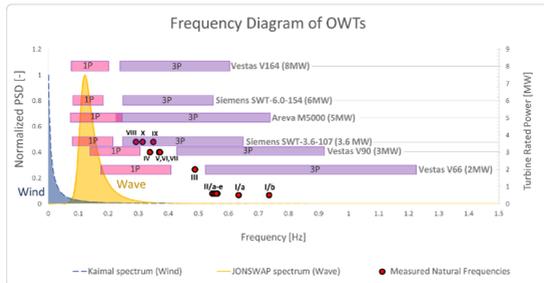


Figure 2 : By design the resonance frequency of wind turbines is positioned between the 1P and 3P rotor harmonics of the rotor. With the growing size (i.e. rated power) of modern wind turbines this has put the turbines closer to wave loading. An accurate estimate of the resonance frequency is more important than ever during design. [Arany, 2016]

structure is designed 'soft-stiff' in which the 1st resonance frequency is positioned between the 1P (unbalance) and 3P (blade passing) rotor harmonics. With the growing size of wind turbines this frequency has dropped significantly in the past years. As a result the OWT first

resonance frequency is closer to the wave period, increasing the resonant behavior and the subsequent fatigue loading.

For an optimized design, it is thus necessary to accurately predict the first resonance frequency based on the geotechnical data available at the site. However, industry often still relies on engineering codes developed for the offshore oil & gas (O&G) industry in the 1970's [Cox, 1974; Doherty, 2011]. However, both the non-slender geometry of the monopiles and the cyclic loads fall outside the original design codes for O&G [Cox,1974]. This limitation in design has led to an industry-wide mismatch between design expectations and the completed OWT. In a large study [Kallehave, 2015] on 400 offshore wind turbines an 10% underestimation of the first resonance frequency was common. This observation was confirmed by measurements of OWI-lab (VUB) at the Northwind offshore wind farm [4].

Currently, so-called p-y curves are used to determine the initial stiffness of the soil in the Winkler model. These p-y curves date back to the 1970's and are generated for Oil and Gas. It is the general consensus of both academia and industry that these p-y curves are incorrect to assess the stiffness at small displacements for short and large diameter piles (i.e. monopiles) in particular for clayey soils. Research projects such as PISA and DISSTINCT have targeted the soil-structure interaction of offshore wind turbines for this reason.

The second motivation is the fatigue-driven design of offshore wind turbines. The monopile is designed as such that they can withstand 20-25 years of cyclic loading from both wind and wave. In an optimized design, several welds are dimensioned to exactly match this targeted lifetime. In general, the most fatigue critical welds are positioned just below the mudline. As the monopile foundation has no structural redundancy the lifetime of the foundation is defined by the remaining life-time of the most (fatigue) damaged weld.

In the research project O&O Nobelwind, three monopiles were equipped with strain gauges to both validate the used soil models and to monitor the fatigue progression of the most fatigue critical welds.



Figure 3 : Monopile of the Nobelwind offshore wind farm after installation of the four optical fiber lines

2.2 Measurement setup

The three monopiles in the farm were selected based on their position in the fleet, the soil conditions and their dynamic properties. All three turbines were instrumented during the fabrication of the monopile with 4 optical fiber lines. Each optical fiber line is imprinted with 8 Bragg gratings. These Bragg gratings (FBGS) act as 8 localized strain sensors on a single optical fiber line and are positioned above and below the mudline of the monopile foundation. Using FBGS technology a total of 32 sensors was achieved with a minimal of required wiring.

Note that the sensors had to be installed prior to the actual pile-driving of the turbine. To assure the sensors survived this process the subsoil sensors were covered with protective sheeting and a driving shoe. During installation some sensors failed during the pile-driving. However, the majority of fibers survived and all three monopiles have a functional strain monitoring set-up.

Using state of the art interrogators these Bragg grating allows to record the strain history at a sampling rate of 100Hz. The offsets on the strain gauges are removed using an in-house developed scheme for strain gauge calibration.

Aside from the FBG sensors the wind turbine is also equipped with classic resistive strain gauges (SG) on the TP wall at two additional levels.

3 Load measurements using optical fiber Bragg gratings (FBG)

3.1 Timeseries and load histories

The optical strain gauges below the mudline were installed to verify the fatigue progression in the monopile. As such the strain time series are recorded at a 100Hz sample frequency, which is down sampled in a post-processing to reduce the amount of data. In Figure.4, an exemplary timeseries of sub-soil strains recorded at Nobelwind is shown. One can clearly see the cyclic/dynamic behaviour of the strain. It is this continuous cycling of the structure that will potentially cause structural fatigue.

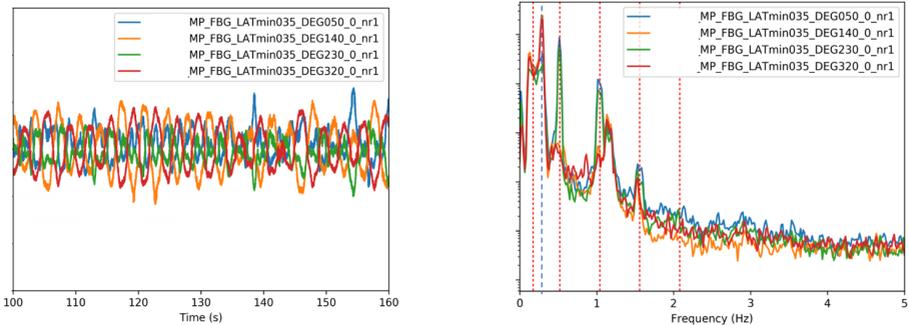


Figure 4 : (left) exemplary timeseries as recorded using the sub-soil strain gauges. (right) the frequency spectrum of the recorded stresses. The presence of the rotor harmonics (red dashed lines) is as well as the first mode (blue dashed) is clearly visible

In Figure.4, an exemplary frequency spectrum is shown of the strains recorded subsoil. The presence of the first dynamic mode (FA1) of the wind turbine is clearly visible in this illustration. In general, it is this mode, along with the wave and wind loads, that introduce the fatigue damage in the wind turbine. The results in Figure.4 confirm that this behaviour is observable from the installed instrumentation.

In a future step, the recorded timeseries will be processed to assess the consumed life-time of the welds. This will be done by performing rainflow counting on the measured strains and using industry-practice techniques such as Miner's rule to determine the consumed fatigue life.

3.2 Bending moments

While the fatigue assessment is related to the dynamic content of the recorded strains the bending moment profiles allow to assess the soil properties at the site. In Figure. 6 the measured bending moments are plotted for different wind speeds and different positions on the monopile.

One can clearly see the typical load behaviour of a wind turbine. The bending moment transferred to foundation depends on the thrust loading in the turbine. The results show that beyond a certain wind speed the bending moment start to decrease. This is due the fact that the wind turbine is limiting the power generation once rated power is achieved. The peak bending moment is reached at 11 m/s. Note that for very high wind speeds (>24m/s) the load is significantly reduced as the turbine is 'cut-out' and power generation is stopped.

The results also reveal the expected behaviour where the bending moment is reduced for greater depths into the soil.

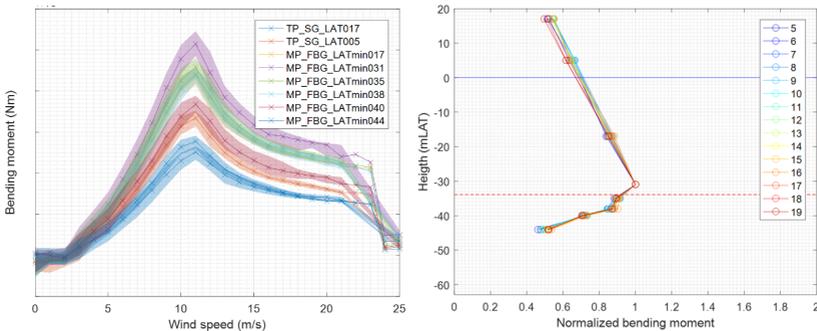


Figure 5 : Preliminary Results (left) Recorded bending moment plotted against the wind speed (right) normalized bending moment with the depth for different wind speeds. The horizontal blue line indicates the lowest water level, the red dashed line indicates the design sea-bed level.

In Figure. 5 (right), the same results are plotted in an alternative view. Showing the normalized bending moment at different depths. One can clearly see a linear increase of the bending moment towards the mudline, this is consistent with the static loading of the wind turbine. The dominant thrust loading is applied at the top of the turbine. Once the sea-bed is reached the bending moment starts to decrease. Note that the bottom of the graph does

not correspond with the bottom of the monopile, as the structure was not instrumented up to the pile toe.

A first observation is that the bending moment already starts to decrease before the design seabed level is reached. Likely the actual bathymetry is slightly more favorable, i.e. lower water depth, as assumed in design.

4 Future work

The results shown in this contribution are the first results from the measurement campaign. In this final section we'll summarize some of the ongoing work in the project.

4.1 Soil property assessment

One of the key motivations of the project was to correctly assess the foundation stiffness of the entire wind turbine. This is vital information into the development of accurate models for the prediction of the resonance frequency of offshore wind turbines. As mentioned in the introduction this assessment has grown in importance due to the increased size of modern wind turbines.

The set-up at Nobelwind is similar to the original setup proposed in [Reese,1974] which led to the first p-y curves and thus allows to some extent to determine the p-y behaviour in-situ. In the continuation, we'll compare the measurements with the bending profiles predicted by the classic soil models and update the model to the recorded measurements.

As the set-up allows for the continuous monitoring of the soil conditions the current set-up will allow to investigate any evolution of the soil conditions over time. Earlier research [Weijtjens, 2015; Weijtjens, 2017] already showed an increase of the wind turbine resonance frequencies over time, Figure. 6. These observations might be linked to an increase of the soil stiffness due to soil densification.

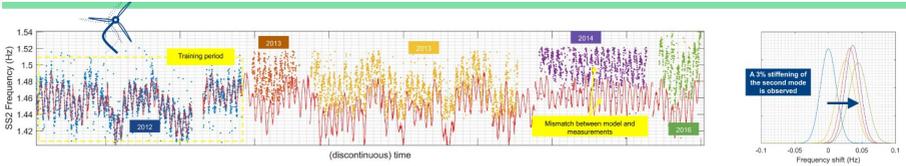


Figure 6 : Evolution of the second resonance frequency of a turbine at the nearby Belwind offshore wind farm. Detailed description about the methodology and results can be found in [Weijtjens, 2015; Weijtjens, 2017]

The current set-up is planned to operate for at least two years and will shed light on the temporal evolution of the soil properties.

4.2 Validation of virtual sensing

The second element of future work is the validation of virtual sensing. Virtual sensing is a broad term for techniques that allow to reconstruct the strain histories on the monopile without the need for any direct measurements on the monopile itself. Instead sensors on the turbine tower and the transition piece are used to extrapolate the dynamic behavior to any location on the substructure/foundation, Figure 7. A virtual sensing strategy is interesting when no measurements on the monopile are available, which is the most common situation in offshore wind energy.

The unique set-up at Nobelwind allows to directly measure these sub-soil strains and thus provides valuable information to validate virtual sensing.



Figure 7 : Concept of virtual sensing, using sensors on the top structure strain histories and fatigue progression are estimated on any virtual sensor location

5 Conclusion

The first results at the Nobelwind offshore wind farm show the success of installing optical FBG sensors on the monopile for offshore wind turbines. The measurements allow to record the strain history at a sufficiently high frequency for fatigue assessment and to validate the concept of virtual sensing. In addition, the recorded bending moments will allow to assess the site conditions at the Nobelwind offshore wind farm and serve future design.

Acknowledgements

The authors would like to acknowledge the financial support of VLAIO in O&O Nobelwind, the continued support of Parkwind NV and Nobelwind NV and the technical support from the TU Braunschweig.

Bibliography

Arany, L.; Bhattacharya, S.; Macdonald, J. H. G.; Hogan, S. J.; Closed form solution of Eigen frequency of monopile supported offshore wind turbines in deeper waters incorporating stiffness of substructure and SSI , *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 83, 18--32. 2016

Cox, W. R.; Reese, L. C.; Grubbs, B. R. & others; Field testing of laterally loaded piles in sand, in '*Offshore Technology Conference*'. 1974

Doherty, P. & Gavin, K.; 'Laterally loaded monopile design for offshore wind farms', *Proceedings of the Institution of Civil Engineers - Energy* 165, 7-17. 2011

Kallehave, D.; Byrne, B. W.; Thilsted, C. L. & Mikkelsen, K. K.; 'Optimization of monopiles for offshore wind turbines', *Phil. Trans. R. Soc. A* 373(2035), 20140100. 2015

Offshorewind.biz; First Horns Rev 3 Monopiles Ready to Leave Esbjerg, <https://www.offshorewind.biz/2017/10/02/first-horns-rev-3-monopiles-ready-to-leave-esbjerg/>, 2017

Reese, L. C., Cox, W. R., & Koop, F. D.; Analysis of laterally loaded piles in sand. *Offshore Technology in Civil Engineering Hall of Fame Papers from the Early Years*, 95-105. 1974

Weijtjens, W.; Verbelen, T.; Sitter, G. D. & Devriendt, C.; 'Foundation structural health monitoring of an offshore wind turbine—a full-scale case study', *Structural Health Monitoring* 15(4), 389--402., 2015

Weijtjens, W. & Devriendt, C.; Temporal evolution of stiffness for offshore monopile foundations, *Poster presented at : Offshore Wind Energy, London.* 2017

Corresponding author

Wout Weijtjens, dr.ir.

wout.weijtjens@owi-lab.be

Christof Devriendt, Prof.dr.ir

christof.devriendt@owi-lab.be

Offshore wind infrastructure lab

Vrije Universiteit Brussel

www.owi-lab.be

Pleinlaan 2, 1050 Brussel

Tel.: +32 2/629 23 90

Eli Voet, dr.

evoet@com-sens.eu

Geert Luyckx, dr.ir

gluyckx@com-sens.eu

Com&Sens bvba, lab

www.com-sens.eu

Begoniastraat 17 PB2, B-9810 Eke, Belgium

Tel.: +32 476/32 18 79

Gert de Sitter, dr.ir

gert.de.sitter@24sea.eu

24SEA BVBA

www.24sea.eu

Drukpersstraat 4,B-1000 Brussel, Belgium

Tel.: +32 2/8806381

Physikalische Modellversuche an Monopile-Tragstrukturen mit Grout-Verbindungen zur Bewertung von Structural-Health-Monitoring-Systemen

Martin Kohlmeier¹, Severin Spill¹, Moritz Häckel², Alexander Schenk¹ und
Herbert Friedmann²

¹Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES, Hannover

²Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, Höchberg

1 Kurzfassung

In diesem Beitrag wird ein Versuchskonzept dargestellt, welches es ermöglicht, Systeme zur Strukturüberwachung an Tragstrukturen mittels großmaßstäblicher Versuche zu testen und hinsichtlich ihrer Fähigkeit der Identifikation und Lokalisation realer Schadensentwicklungen zu bewerten. Hierzu wurde auf Grundlage aktueller Normen ein Tragstrukturmodell (Turm, Transition Piece und Pfahlsegment) mit Grout-Verbindung ausgelegt und gefertigt, mit einem SHM-System sowie weiterer Sensorik zur Beobachtung des Verlaufs der Zustandsänderungen versehen und mittels Ringflansch auf einem Spannungsfeld verankert. Dieses Tragsystem wurde mit Biegebelastungen in mehreren Stufen beaufschlagt und mittels SHM-Methoden unter nachgebildeten Betriebslasten einer Offshore-Windenergieanlage analysiert und bewertet. Nach Erreichen eines als schädigungsrelevant eingestuftes Lastniveaus wurden der Turm und die geschädigte Einheit aus Transition Piece und Pfahlsegment auf einem zuvor im Sandboden installierten Pfahl mittels Flanschverbindung montiert und so als offshore-ähnliches Gründungs- und Tragstruktur-system Monopile weiteren SHM-Analysen unterzogen.

Vorgestellt werden der gewählte Versuchsaufbau und die dem Design zugrundeliegenden Ziele sowie die Versuchsdurchführung. Zudem werden die bei Belastungsversuchen an Grout-Verbindungen aus Last- und Verschiebungsmessungen ableitbaren Zustandsänderungen ermittelt. Diese werden im Weiteren sowohl mit den aus parallel vorgenommenen SHM-Untersuchungen abgeleiteten Verläufen von Schädigungsindikatoren als auch mit visuellen Schadensbegutachtungen an den nach Versuchsende aufgetrennten Grout-Verbindungen plausibilisiert.

2 Einleitung

Structural-Health-Monitoring(SHM)-Systeme zur kontinuierlichen Strukturüberwachung von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) müssen in der Lage sein, potentielle Schäden an Tragstrukturen von natürlichen Veränderungen im Tragverhalten, verursacht durch veränderliche Betriebs- und Umgebungsbedingungen, zu unterscheiden. Im Betrieb einer OWEA können derartige Systeme durch Anwendung selbstlernender Signalanalyseverfahren einen effektiven Beitrag zur Reduktion der Kosten für Offshore-Inspektionen leisten, wenn sie eine verlässliche Datengrundlage für die Planung von Wartungsintervallen und vorgeschriebenen Wiederkehrenden Prüfungen zur Verfügung stellen.

Die Untersuchung derartiger Monitoring-Systeme im Modellmaßstab bietet eine kostengünstige und effektive Möglichkeit ihre Anwendbarkeit unter nachgebildeten Offshore-Situationen zu bewerten und für spezielle Fragestellungen zu verbessern.

Die hier vorgestellten Arbeiten sind im Rahmen des vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie (BMWi) geförderten Verbundprojekts *QS-M Grout - Qualitätssicherung und SHM von Grout-Verbindungen an Unterwasser-Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen* durchgeführt worden (Friedmann et al., 2017). Das Projekt zielte unter anderem darauf ab, Methoden, Techniken und Verfahren für die Überwachung von Offshore-Tragstrukturen mit Grout-Verbindungen zu entwickeln und im Modellmaßstab zu testen, um darauf aufbauend ein robustes Monitoring-System zur Überwachung von OWEA entwickeln zu können.

Das Fraunhofer IWES hat dazu großmaßstäbliche Modellversuche im Testzentrum Tragstrukturen Hannover (TTH) durchgeführt. Hierzu wurde eine Monopile-Tragstruktur im Maßstab 1:10 unter offshore-ähnlichen Bedingungen untersucht und mit nachgebildeten Anregungen aus einer Windenergieanlage statisch und dynamisch belastet. Zum Design und zur Abbildung des experimentellen Versuchs, insbesondere der Boden-Struktur-Interaktion und für die Auslegung der Grout-Verbindung, wurden numerische Simulationsmodelle aufgebaut.

3 Versuchsbeschreibung

3.1 Zielsetzung

Im Verbundvorhaben QS-M Grout sollten zusammen mit Betreibern von Offshore-Windparks praxisingerechte Methoden und Messmöglichkeiten entwickelt und getestet werden, die

- (a) auf die Qualitätssicherung bei der Herstellung von Grout-Verbindungen abzielten und federführend durch das Fraunhofer IKTS bearbeitet wurden,
- (b) die dauerhafte Überwachung von Grout-Verbindungen mithilfe eines selbstlernenden autonomen SHM-Systems ermöglichen, das zu diesem Zweck im Rahmen eines großmaßstäblichen Versuchs des Fraunhofer IWES zusammen mit Wölfel untersucht wurde,
- (c) die gezielte Überprüfung von Grout-Verbindungen zum Thema hatte, welches vornehmlich durch Fraunhofer IKTS, WindMW und Baltic Taucher bearbeitet wurde, sowie
- (d) ein dauerhaftes Grout-Monitoring auf der Grundlage von im Windpark Meerwind Süd | Ost vorhandener Sensorik ermöglichen sollte, wobei hier die Bearbeitung vornehmlich bei WindMW und Wölfel lag.

Nähere Informationen sind bei Friedmann et al. (2017) zu finden. Im Rahmen der unter (b) genannten Zielstellung stellte der vom Fraunhofer IWES umzusetzende Versuch gegenüber vorhergehenden Versuchen eine besondere Herausforderung dar. Neben der dynamischen Untersuchung des Tragverhaltens der Monopile-Gründungsstruktur, sollte in diesem Fall erstmals auch der Zustand eines Verbindungselements, hier die Grout-Verbindung, durch eine erhöhte Belastung der Tragstruktur dauerhaft verändert und dabei eine erkennbare Schädigung einer Tragstrukturkomponente herbeigeführt werden. Dabei sollte der Schädigungsverlauf auf verschiedene Weise beobachtet, dokumentiert und mit der visuellen Inspektion am Ende des Versuchs abgeglichen werden. Das vorrangige Ziel war dabei das Erreichen eines signifikanten Schädigungsniveaus in der Grout-Verbindung des Transition Pieces. Um eine eindeutige Zuordnung der strukturdynamischen Veränderung zu gewährleisten, musste sichergestellt werden, dass andere Elemente der Tragstruktur, wie etwa die Flanschverbindungen oder die Pfahlgründung keine den Versuch störenden Veränderungen unterzogen wurden. Um diese Anforderung zu erfüllen, wurde der Versuchsablauf in mehrere Abschnitte unterteilt: Während die Boden-Struktur-Interaktion in

der Grundbauversuchsgrube (GBVG) abgebildet werden sollte, fand der zu Zustandsänderungen führende Belastungsversuch im Spannungsfeld unter definierter Einspannung des Pfahls statt. Die hier belastete Struktur aus Pfahl, Transition Piece und Turm wurde nach Erreichen einer messbaren Zustandsänderung auf die Pfahlgründung in der GBVG montiert und dort weiteren dynamischen Untersuchungen zur Bewertung des SHM-Systems unterzogen.

Bei der mechanischen Schädigung stand die Beobachtung des Versagensvorgangs im Vordergrund. In vorausgegangenen Forschungsarbeiten an Grout-Verbindungen wurde bereits eine mögliche schadensbeeinflussende Wirkung von Wasser auf die Ermüdungsfestigkeit (siehe Schaumann et al., 2010) beschrieben. Es sollte daher diese Wirkungsweise auch im Versuchsaufbau berücksichtigt werden. Hierzu mussten mögliche Wasserbewegungen in Abhängigkeit des resultierenden Schädigungsvorgangs analysiert werden. Zusammenfassend ergaben sich für den Versuch folgende Zielsetzungen:

1. Spezifische und schrittweise Schädigung der Grout-Verbindung auch unter Berücksichtigung von Wassereinwirkungen
2. Beobachtung des Schädigungsverlaufs mittels SHM-Messungen
3. Erfassung der Neigungsänderungen an der Grout-Verbindung
4. Erfassung des Lastverschiebungsverhaltens an der Lasteinleitungsstelle
5. Bewertung der Bodeneigenschaften und Erddruckmessungen im Pfahlnahbereich
6. Erfassung der Dehnungsänderungen am Pfahl

3.2 Versuchsinfrastruktur

Im Rahmen der physikalischen Modellbildung musste die Struktur und die Grout-Verbindung so dimensioniert werden, dass sowohl die strukturelle als auch die strukturdynamischen Eigenschaften adäquat abgebildet werden. Hierfür musste sowohl eine möglichst offshore-ähnliche Versuchsumgebung zur Abbildung der Gründung als auch eine ausreichend leistungsfähige Belastungseinrichtung für die Grout-Verbindung zur Verfügung stehen. Als Standort für den durch das Fraunhofer IWES durchgeführten Großversuch wurden die Grundbauversuchsgrube und das Spannungsfeld des TTH ausgewählt (siehe Abbildung 1).

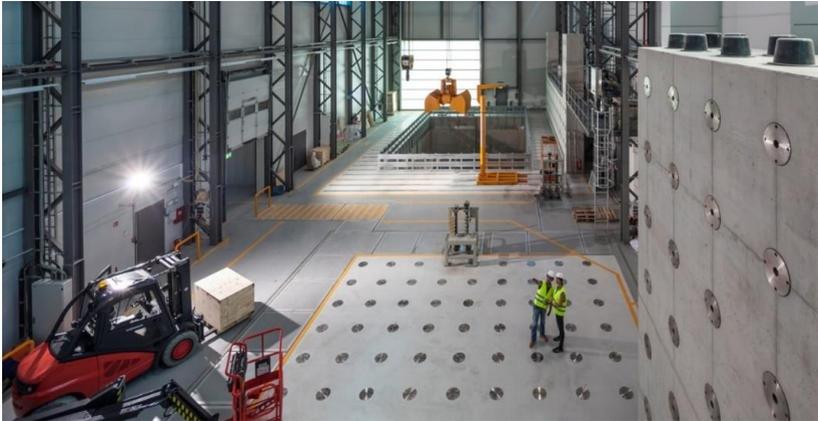


Abbildung 1: Grundbauversuchsgrube (hinten) und Spannfeld mit seinen 8m hohen Widerlagerwänden (vorne) nach der Inbetriebnahme (2014)

3.3 Versuchsplanung

Bei der Planung und Dimensionierung von großmaßstäblichen Versuchen am Fraunhofer IWES nehmen sowohl die Nutzung von CAD-Systemen als auch die frühzeitige Umsetzung und Verifikation numerischer Modelle bei der Vordimensionierung der Versuche einen hohen Stellenwert ein. Unter Verwendung parametrisierbarer CAD-Modelle und den daraus einfach ableitbaren Konstruktionszeichnungen und Visualisierungen ist die Einbindung der Projektbeteiligten und die Umsetzung von Entwurfsanpassungen zielgerichtet umsetzbar. Darauf aufbauend können Messstellenpläne und numerische Modelle konsistent abgeleitet und weiterentwickelt werden. Zur Gewährleistung einer durchgängigen Automatisierbarkeit wurde unter Nutzung des Finite-Elemente-Programmsystems Abaqus (Version 2016) ein objektorientiertes und daher gut zu strukturierendes Programm in der Sprache Python entwickelt. Damit wird es dem Anwender ermöglicht, alle notwendigen Bauteile des Versuchsaufbaus automatisiert und parametrisiert zu erstellen und zusammenzufügen. Es können damit auch alle erforderlichen Materialparameter sowie Kontakt- und Randbedingungen in den Automatisierungsprozess integriert werden. Die objektorientierte Vorgehensweise im Modellaufbau ist dabei von großem Vorteil und ermöglicht eine einfache

Anpassung und Weiterverwendung von Modellen im späteren Projektverlauf. Für die Entwurfsphase ergibt sich das in Abbildung 2 dargestellte Vorgehen.

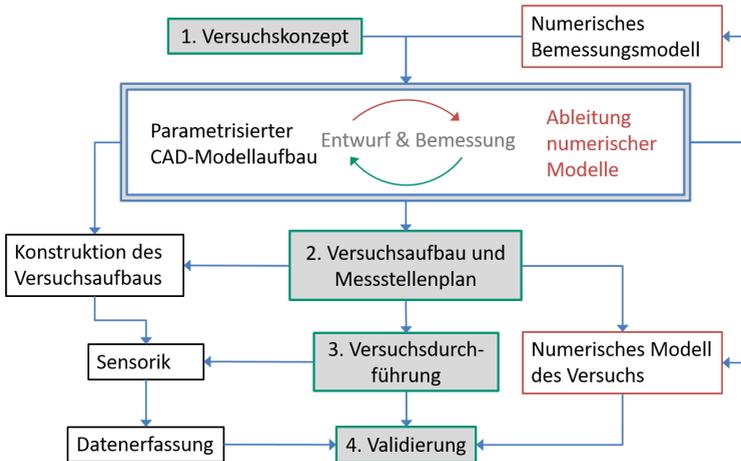


Abbildung 2: Versuchsdesign und numerische Modellentwicklung

Der Versuchskörper wurde entsprechend den Anforderungen entworfen und normenkonform ausgelegt. Es musste des Weiteren eine gezielte Schädigung der Grout-Verbindung gewährleistet werden, ohne dabei das Tragverhalten der Monopfahlgründung zu verändern. Die Planungen ergaben daher bereits frühzeitig, dass der obere Teil der Tragstruktur (Turm, Transition Piece, Pfahlsegment) mittels Ringflanschverbindung auf einer Fußplatte im Spannungsfeld zur Aufbringung von Wechsellasten definierter Amplituden verankert (Abbildung 3, links) werden und wechselweise auf dem Pfahl in der Grundbauversuchsgrube (Abbildung 3, rechts) untersucht werden sollte.

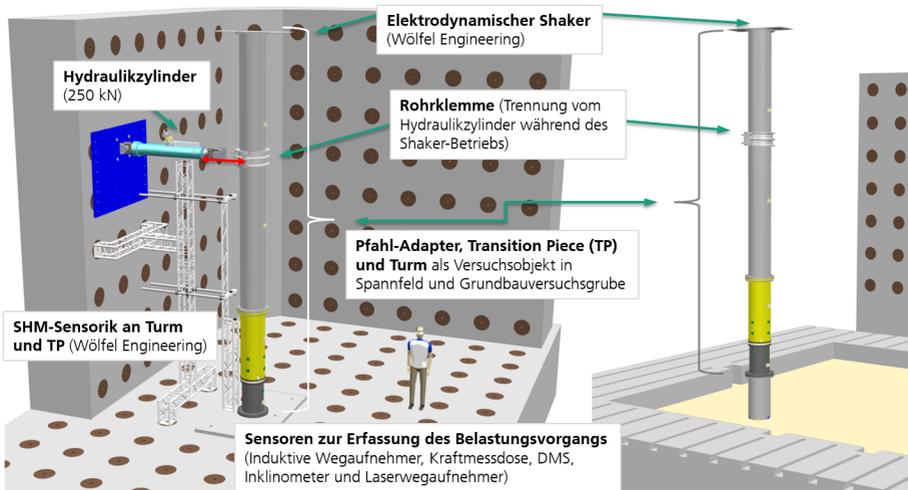


Abbildung 3: Visualisierung des Versuchsaufbaus in Spannfeld (links) und der Grundbauversuchsgrube (rechts)

Zur Erfassung der Zustandsänderungen sollten während der unterschiedlichen Versuchsphasen die Dehnungen, Neigungen, Verschiebungen sowie Erddrücke aufgezeichnet werden.

Die Partner Fraunhofer IWES und Wölfel haben die für ihre unterschiedlichen Zielsetzungen jeweils notwendige Sensorik zunächst eigenständig entworfen und im Planungsverlauf miteinander abgestimmt. Der sich ergebende Messstellenplan und die Abmessungen im Gesamtversuchsaufbau sind in Abbildung 4 dargestellt. Bei den Versuchen im Spannfeld wurden Laserdistanzsensoren zur ergänzenden Aufzeichnung der Belastungswege vorgesehen.

Die Messtechnik ermöglicht umfangreiche Auswertemöglichkeiten und stellt neben einer Bewertung der Signalaufnahme und der Signalanalyseverfahren auch die Möglichkeit des Vergleichs verschiedener Messsysteme bezüglich ihrer Vorteile in der Anwendung sicher.

beispielsweise erste Prognosen zur Grout-Schädigung, aber auch zum Tragverhalten der Gründung und ihrem dynamischen Verhalten vor. Das dabei entstandene Modell und Ergebnisse der Modalanalyse sind in Abbildung 5 exemplarisch dargestellt. Die Bodenparameter wurden hier zunächst in Anlehnung an das Projekt UnderwaterINSPECT (vgl. Spill et al., 2016 und Kohlmeier et al., 2016) angenommen. Die für die Auslegung zunächst entscheidende Frequenz der ersten Biegeeigenform lag bei etwa 3,11 Hz und liegt somit etwa um den Faktor 10 höher als bei realen OWEA.

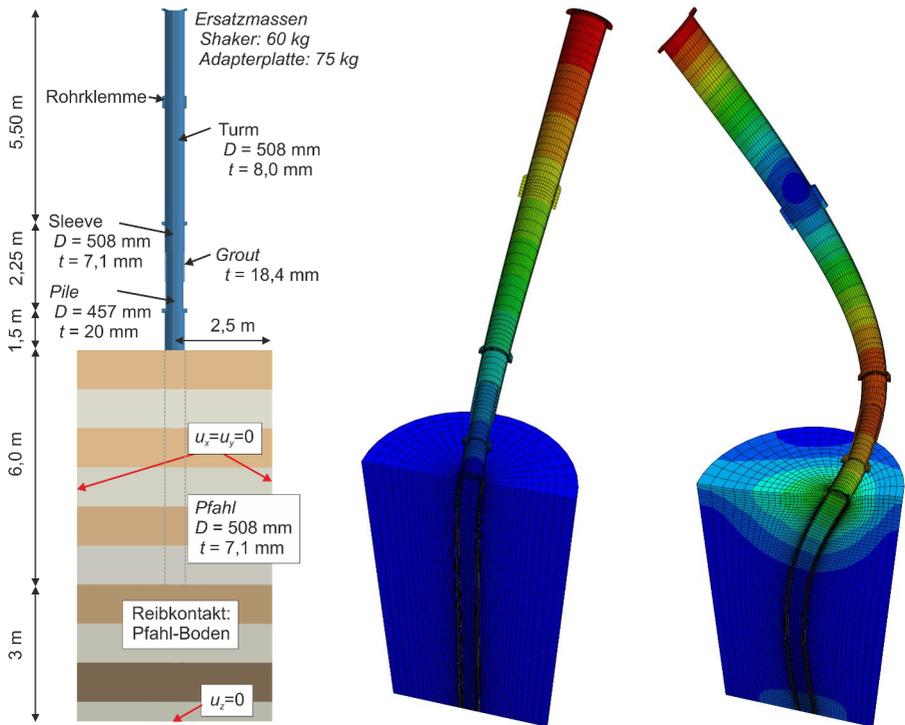


Abbildung 5: Modalanalyse zur Dimensionierung des Monopiles in der Grundbauversuchsgrube. Modellaufbau von Tragstruktur und Gründung mit farblicher Einfärbung der Materialgruppen bzw. Bodenschichten (links) sowie erster (mittig) und zweiter (rechts) Biegeeigenform (rechts) der Struktur bei ermittelten Eigenfrequenzen von 3,11 Hz und 16,07 Hz

3.5 Versuchsrealisierung

Zur Erfassung des Schädigungsvorgangs im Spannungsfeld wurden die für das SHM-System notwendigen Sensoren (Beschleunigung, Neigung, Dehnung) an Turm und Transition Piece appliziert (vgl. Abbildung 4). Als weitere Messsysteme zur Erfassung von Veränderungen des Strukturverhaltens und zur Beobachtung des Schädigungsvorgangs wurden Laserdistanzsensoren und Neigungssensoren über die Höhe des Transition Pieces angeordnet sowie Kraft- und Wegsensoren der Belastungseinrichtung genutzt. Darüber hinaus wurden während des lagenweisen Sandeinbaus Erddrucksensoren im Pfahlnahbereich eingebaut. Diese dienen der Überwachung des Installationsvorgangs und der Beobachtung der Pfahl-Boden-Interaktion während der dynamischen Anregung des Tragsystems in der GBVG.

Die Versuchsrealisierung startete im Dezember 2016 mit der Applikation der faseroptischen Sensorik am Pfahl. Sie bestand aus drei Sensorketten mit jeweils vier schweißbaren Sensoren und drei weiteren Ketten mit 8 geklebten Sensoren die im Winkel von 120° jeweils gegenüberliegend, beginnend in der Lastebene, appliziert wurden. Alle Sensoren wurden gegen mechanische Einwirkungen mit Zweikomponenten-Kleber geschützt.

Die Pfahlinstallation wurde als Vibrationsrammung mit dem Vibrator Müller MS-10 HFV (ThyssenKrupp Tiefbautechnik GmbH) ausgeführt. Hierbei wurde der Pfahl mit konstanter Geschwindigkeit und Frequenz am Kranhaken hängend in den vorbereiteten Sandboden vibriert.

Die herzustellende Grout-Verbindung bestand aus dem Transition Piece und einem Rohrstück, das den Pfahlkopf ersetzte. Dieses Rohrstück hatte gegenüber dem Pfahl einen verringerten Durchmesser und eine erhöhte Wandstärke und wurde mittels Ringflansch wechselweise an der Fußplatte im Spannungsfeld oder auf dem Pfahlkopf in der Grundbauversuchsgrube montiert. Die Verbindung dieser Bauteile erfolgte nach vorheriger exakter Ausrichtung, siehe Abbildung 6 (links). Als Grout-Material wurde der Hochfestmörtel HF10 der Firma PAGEL SPEZIAL-BETON GmbH & Co. KG gewählt, welche als assoziierter Partner auch bereit war die VergROUTUNG durchzuführen. Die Grout-Fuge direkt nach dem VergROUTUNGSVORGANG ist in Abbildung 6 (rechts) dargestellt.

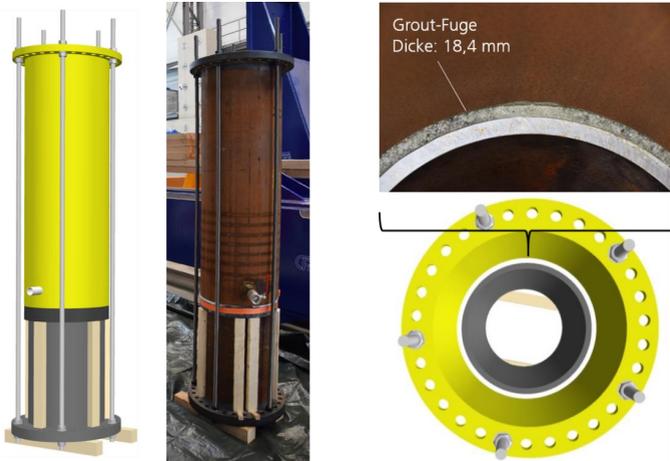


Abbildung 6: Ausgerichtetes Transition Piece vor der VergROUTUNG (links) und Grout-Fuge direkt nach Abschluss des VergROUTUNGsvorgangs (rechts) jeweils mit CAD-Visualisierung

Die Wasserhaltung am unteren Teil der Grout-Verbindung wurde mit Hilfe eines zum Stahlrohr abgedichteten Acryl-Sichtfensters realisiert. Zwei Röhrrchen in der Gummidichtung dienten als Wasserzulauf und Luftablass. Mittels zweier weiterer Röhrrchen direkt über der Grout-Fuge, siehe Abbildung 7, war es möglich bei Bedarf einen Wasserspiegel auf der Grout-Oberfläche einzustellen und von außen zu beobachten.

Am Transition Piece und am Turm wurden insgesamt 8 hochpräzise Neigungssensoren, siehe Abbildung 4 und 7, eingesetzt. Die Sensoren verfügten über digitale Schnittstellen die mittels Feldbusprotokoll (RS485) ausgelesen wurden. Durch die digitale Übertragung sollten Übertragungsfehler verhindert und mittels Bussystem gleichzeitig ein geringer Verkabelungsaufwand erreicht werden.

Schließlich wurde der elektrodynamische Shaker BD.10 (Wölfel) mittels eines Adapters am Turmkopfflansch befestigt (Abbildung 8) und der Hydraulizylinder (250 kN) über Kardangelenke an einer Rohrklammer am Turm und an der Widerlagerwand befestigt. Während der schwingungsbasierten SHM-Messungen wurden Rohrklammer und Gelenk voneinander getrennt und der Shaker zur Anregung der Struktur verwendet.

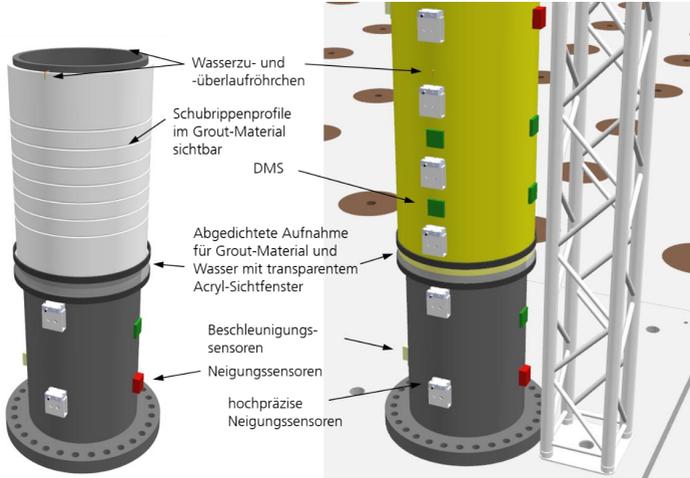


Abbildung 7: Darstellung der Grout-Verbindung mit sichtbarer Grout-Fuge (links) und Wasserzulauf an deren Oberkante sowie Acryl-Sichtfenster zur Beobachtung und als zum Material-Auffang und zur Wasserhaltung am unteren Teil des Transition Pieces (rechts)

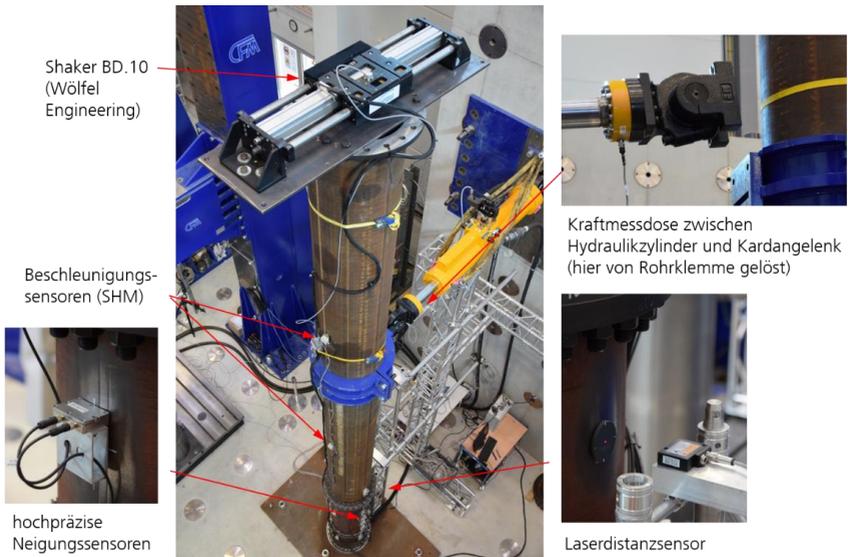


Abbildung 8: Versuchsaufbau und Sensorik im Spannfeld

4 Versuchsdurchführung

4.1 Belastungsphasen

Das für die Schädigung der Grout-Verbindung notwendige Belastungsniveau wurde im Design-Prozess abgeschätzt. Hierauf aufbauend wurde ein Versuchsablauf mit steigenden Laststufen und unveränderten Lastwechselzahlen abgeleitet, siehe (Tabelle 1).

Tabelle 1: Laststufen bei der Belastung von Transition Piece TP1 und TP2 während der ersten Belastungsphase

Index	Wechselast bei gegebener Wegamplitude	Frequenz	Anzahl Lastwechsel	Inklusive Referenzlastwechsel	Zusätzliche Referenzlastwechsel mit 25 kN (15 mm)
Phase 1 (TP1/TP2)					
1	10 kN (6 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	-
2	25 kN (15 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	-
3	50 kN (30 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	2 x 10 0,01 Hz
4	70 kN (45 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	2 x 10 0,01 Hz
5	90 kN (60 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	2 x 10 0,01 Hz
Phase 2 (TP2)					
6-7	90 kN (60 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	2 x 10 0,01 Hz
8-9	100 kN (70 mm)	0,1 Hz	1000	2 x 10 0,01 Hz	2 x 10 0,01 Hz

Der Belastungsversuch wurde weggeregelt durchgeführt, sodass die angegebenen Lasten nur näherungsweise angefahren wurden. Vor und nach jeder Laststufe wurden Referenzbelastungen mit Lastwechseln niedriger Frequenz (0,01 Hz) durchgeführt, um genauere Neigungsmessungen ohne Beschleunigungseinfluss zu gewährleisten. Zusätzlich wurde jeweils auch eine niedrigere Lastamplitude (25 kN) angefahren, um Veränderungen im Tragverhalten im niedrigen Belastungsniveau analysieren und sie mit den SHM-

Messungen vergleichen zu können. In ähnlicher Weise wurden vor und nach jeder Laststufe Referenzmessungen mit dem SHM-System durchgeführt. Dazu wurde der zuvor verwendete Hydraulikzylinder von der Rohrklemme am Turm des Monopiles gelöst. Anschließend wurde der Monopile mit dem Shaker mit nachgebildeten Betriebslasten einer OWEA dynamisch angeregt und das System mittels schwingungsbasierten SHM-Methoden auf eine mögliche Zustandsänderung hin untersucht.

Während TP1 nur an der Unterkante der Grout-Fuge mit Wasser beaufschlagt wurde, ist das TP2 im Versuchsverlauf der Phase 2 auch auf der Oberkante der Grout-Fuge mit einem Wasserstand von etwa 1 cm befüllt worden. Eine Durchsickerung entlang der Grout-Fuge konnte während der Laststufe 7 beobachtet werden. Der Wasserstand wurde schrittweise wieder angehoben während das ansteigende Wasser und das sich an der Unterkante der Grout-Fuge lösende Material in der Wasserhaltung beobachtet werden konnte.

5 Versuchsergebnisse

5.1 Auswertung der messtechnischen Ergebnisse im Spannfeld

Die Auswertung der Ergebnisse zeigt, dass die durch zyklische Belastungen im Spannfeld verursachten Veränderungen der Struktureigenschaften wie erwartet ein robustes Verhalten der Grout-Verbindung widerspiegeln. Dennoch sind Veränderungen in den Verläufen der Last-Verschiebungskurven zu erkennen, die auf eine Schädigung schließen lassen. Dies wird durch die mit jeder Laststufensteigerung einhergehenden Flächenvergrößerung der Hystereseschleifen als Maß der zunehmenden Energiedissipation, insbesondere ab einer Lastamplitude von 90 kN, deutlich. Die ermittelten Flächen sind für jede einzelne Referenzbelastungssequenz zusammengefasst und in Abbildung 9 für TP1 und TP2 angegeben. Die Darstellungen zeigen die Größe der ermittelten Flächen der Hystereseschleifen als vertikale Balken, die den Anfangs- und den Endwert einer Sequenz repräsentieren. Die rote Füllung steht dabei für einen zeitlich abnehmenden Verlauf. Der Mittelwert ist als blaues Kreuz dargestellt. Im Verlauf einer Sequenz von Referenzlastwechseln nimmt die Hystereseefläche somit wieder ab, was auf das geringe Referenzlastniveau von 25 kN zurückzuführen ist. Bei beiden Transition Pieces wird deutlich, dass ab Laststufe 70 kN eine beginnende und ab 90 kN eine verstärkte Schädigung nachgewiesen werden kann.

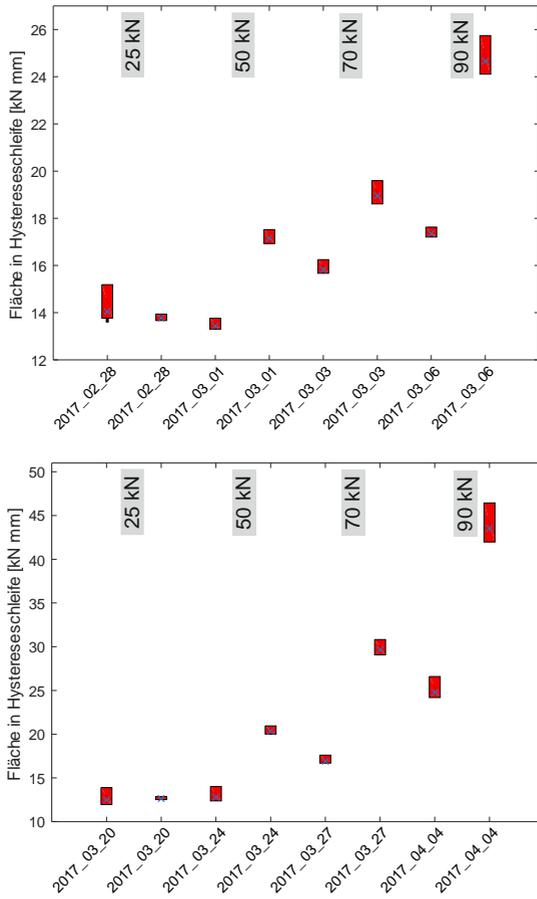


Abbildung 9: Entwicklung der Flächen der 25-kN-Referenz-Hystereseschleifen für TP1 (links oben) und TP2 (links unten) vor und nach der jeweiligen Belastungsstufe von 25 kN, 50 kN, 70 kN und 90 kN am Turm der Monopile-Struktur im Spannfeld (rechts)

Vor und nach jedem Belastungsschritt wurden von Wölfel SHM-Referenzmessungen im Spannfeld durchgeführt, die durch weitere Messungen bei den Versuchen in der Grundbauversuchsgrube ergänzt wurden. Die Entwicklung eines Zustandsindikators, basierend auf modalen Größen, über den Verlauf der Versuche an Transition Piece TP1

und TP2 ist zusammenfassend in Abbildung 10 dargestellt. In Friedmann et al. (2018) wird dieser und weitere Indikatoren ausführliche beschrieben und dargestellt. Der Vergleich der Abbildungen 9 und 10 zeigt, dass beide Untersuchungsmethoden charakteristisch ähnliche Ergebnisse liefern, wobei letztere rein auf dynamischen Strukturantworten basiert.

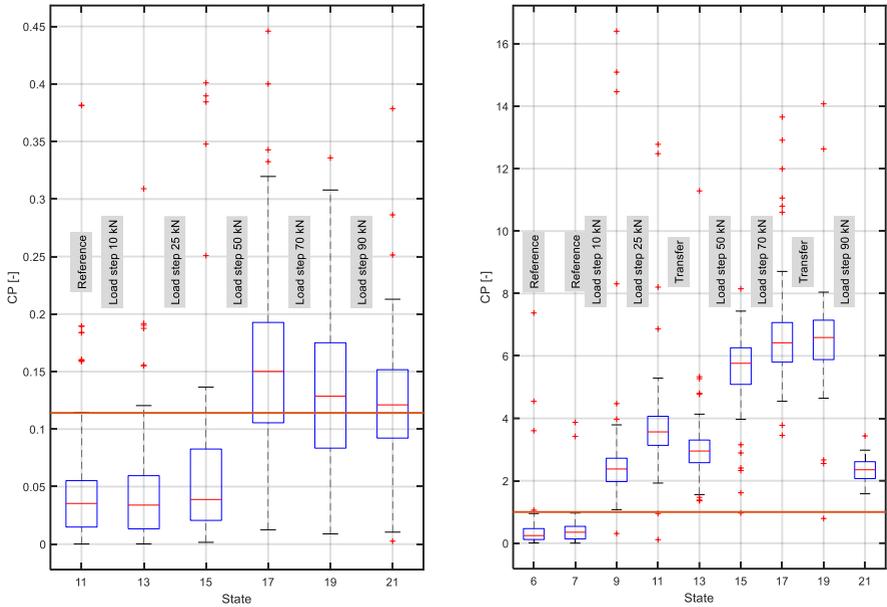


Abbildung 10: Entwicklung der Zustandsparameter basierend auf modalen Größen im Versuchsablauf für TP1 und TP2. Dargestellt sind die Verteilungen der Parameter-Werte je Zustand als Box-Plot

5.2 Visuelle Ergebnisbewertung

Zur visuellen Auswertung wurden beide Transition Pieces am Ende der Belastungsversuche von unten über eine Länge von 80 cm aufgetrennt. Dabei wurden drei Segmente mit einer Breite von 10 cm (22,5°), 20 cm (45°) und 10 cm (22,5°) abgenommen, sodass in einem Gesamtöffnungswinkel von 90° der Zustand des Grot-Materials bewertet werden konnte. Die Öffnung lag in der Hauptbelastungsebene bei Position 180° des Umfangs, vgl. Abbildungen 11 und 12.



**Abbildung 11: Blick auf das Grout nach segmentweiser (135° - $157,5^{\circ}$, $157,5^{\circ}$ - $202,5^{\circ}$)
Auftrennung und Entfernung des Sleeve-Rohrs von TP1**



**Abbildung 12: Blick auf das Grout nach segmentweiser (135° - $157,5^{\circ}$, $157,5^{\circ}$ - $202,5^{\circ}$)
Auftrennung und Entfernung des Sleeve-Rohrs von TP2**

Die Abbildungen 13 und 14 zeigen die nach der Öffnung der TPs herausgenommenen und auf dem Sleeve-Segment abgelegten Grout-Stücke mit ihren inneren Kontaktflächen zum Pile-Rohr. Gut zu erkennen ist dabei der Zustand der Profile der 6 inneren Schubrippen. Während der Grout von TP1 nur Risse entlang der unteren und der oberen Schubrippe aufweist sowie einen nicht vollständigen Riss in der oberen Hälfte des Grouts (rechts im Bild) weist TP2 eine deutlich höhere Schädigungsstufe auf. Hier ist ein Druckstrebenversagen im Grout zwischen den oberen inneren und äußeren Schubrippen sowie eine deutliche Rissbildung im Bereich oberhalb der Schubrippen (rechts im Bild) zur erkennen. Des Weiteren ist feines Grout-Material auf den Oberflächen zu sehen. Derartiges Feinmaterial hat sich auch während der Phase 2 des Versuchs in der Wasserhaltung abgelagert. Ob dieses Material nur vom unteren Teil oder auch vom oberen Teil der Grout-Fuge stammt, und damit vom Wasser transportiert worden wäre, lässt sich nicht eindeutig

belegen. Bei TP2 wurde zur sicheren Entnahme des Grouts eine zusätzliche Trennfuge parallel zu den Schubrippen bei 40 cm eingebracht (Abbildungen 14).



Abbildung 13: Entnommenes Grout-Material aus der Belastungsachse (80 cm x 20 cm) von TP1 (oberer Teil des TP zeigt nach rechts)



Abbildung 14: Entnommenes Grout-Material aus der Belastungsachse (80 cm x 20 cm) von TP2 (oberer Teil des TP zeigt nach rechts)

5.3 Plausibilisierung der faseroptischen Dehnungs- und Erddruckmessungen am Pfahl

Neben den Versuchen im Spannungsfeld sind in der Grube durch Wölfel SHM-Messungen unter stochastischer Shaker-Anregung durchgeführt worden. Zum Abgleich der Messergebnisse sind darüber hinaus Anregungen konstanter Amplitude und Frequenz im Bereich der ersten

Turmeigenfrequenz vorgenommen und dabei auch das Ausschwingen beobachtet worden. Abbildung 15 zeigt exemplarisch den Verlauf der faseroptisch gemessenen Dehnungen am Pfahl in unterschiedlichen Tiefen. Die gemessene Frequenz von rund 3,2 Hz spiegelt die Ergebnisse der numerischen Analyse in Abbildung 5 wider. Die hier abgeleiteten Ergebnisse lassen sich auch durch Auswertungen der Erdrucksensoren am Pfahl zeigen. So spiegelt der Erddruckgeber in 3 m Tiefe am Pfahl sehr gut das hier vorgestellte Schwingungsverhalten wider.

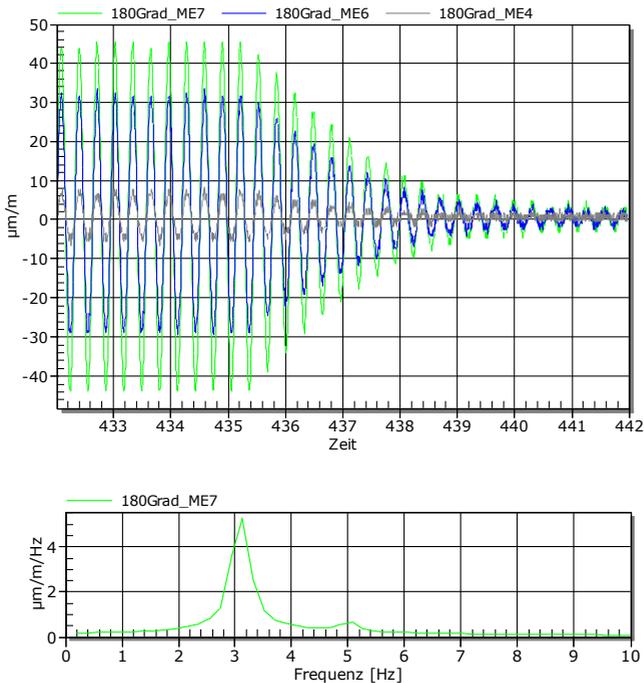


Abbildung 15: Faseroptische Dehnungsmessung am Pfahl in der Lastebene bei 180°. Darstellung der Dehnungsverläufe (links oben) in den Messebenen ME7, ME6 und ME 4 im Boden der Grundbauversuchsgrube (rechts) unter konstanter Shaker-Anregung nahe der Frequenz der ersten Biegeeigenform (etwa 3,2 Hz) mit anschließendem Ausschwingvorgang. FFT der Gesamtzeitreihe der Dehnungen an Messebene ME7 (links unten)

6 Zusammenfassung und Ausblick

Im Zuge des vom BMWi geförderten Verbundvorhabens QS-M Grout konnte ein großmaßstäblicher Versuch an einer Monopile-Tragstruktur mit Grout-Verbindung im Maßstab 1:10 erfolgreich umgesetzt und mit SHM-Methoden untersucht werden. Die umfangreiche messtechnische Begleitung der Versuche ermöglichte eine aussagekräftige Beobachtung der Schädigung im Versuchsablauf und erlaubt so eine Bewertung des SHM-Systems.

Mit den vorgenommenen Auswertungen des Belastungsversuchs konnten verschiedene Stufen von Zustandsänderungen an der Grout-Verbindung sowohl messtechnisch aus Last-Verschiebungsdaten abgeleitet als auch durch Signalanalysen des SHM-Systems identifiziert werden. Der Vergleich der Ergebnisse von SHM-Zustandsindikatoren und ersten Auswertungen der Begleitmessungen zeigen miteinander korrelierende Ergebnisse. Visuelle Begutachtungen der aufgetrennten Grout-Verbindungen geben des Weiteren einen guten Aufschluss über den Schädigungszustand am Ende der Versuchsphasen und lassen einen gewissen Rückschluss auf den Schädigungsverlauf zu.

Mit dem hier beschriebenen Versuchsaufbau, seiner strategischen Umsetzung und den durchgeführten Tests konnte mithilfe der zur Verfügung stehenden Prüfinfrastruktur erfolgreich die Anwendung eines Strukturüberwachungssystems an Tragstrukturen mit Grout-Verbindung im Modellmaßstab gezeigt werden. Des Weiteren wurden Plausibilisierung der Dehnungsmessungen am Pfahl und des Erddrucks im Pfahlnahbereich vorgenommen.

In Ergänzung zu den hier vorgestellten Ergebnissen ist geplant, auf Basis der gezeigten numerischen Modelle weitere strukturdynamische Analysen zur Untersuchung der Boden-Struktur-Wechselwirkungen unter Shaker-Anregung in der Grundbauversuchsgrube vorzunehmen.

7 Danksagung

Das diesem Beitrag zugrundeliegende Vorhaben QS-M Grout wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 03SX372C gefördert. Ergänzende Entwicklungen zur numerischen Abbildung des Prüfstandes beruhen in Teilen auf Arbeiten im Rahmen des Vorhabens GIGAWIND *life* unter dem

Förderkennzeichen 0325575C. Des Weiteren danken wir dem assoziierten Partner PAGEL SPEZIAL-BETON GmbH & Co. KG sowohl für die wertvollen Beiträge als auch für die technische und materielle Unterstützung bei der Umsetzung der Vergroutung.

Literatur

Friedmann, H.; Eppler, J.; Häckell, M.; Huhn, H.; Kohlmeier, M.; Weihnacht, B.; QS-M Grout – QualitätsSicherung und Structural Health Monitoring von Grout-Verbindungen an Unterwasser-Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen, *Tagungsband der Statustagung Maritime Technologien 2017*, S. 155-178, Schriftenreihe Projektträger Jülich, Hrsg. Forschungszentrum Jülich GmbH, 2017

Friedmann, H.; Häckell, M.; Kohlmeier, M.; Huhn, H.: Großversuche und Feldmessungen als Voraussetzung für die Entwicklung von SHM-Systemen für Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen. In: *Messen in der Geotechnik 2018*, 22.-23.02.2018 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2018

Kohlmeier, M.; Spill, S.: *Technologien zur zuverlässigen und effizienten Prüfung von Unterwasser-Tragstrukturen an Offshore-Windenergieanlagen – UnderwaterINSPECT, Schlussbericht für das Vorhaben Boden-Struktur-Wechselwirkung an Offshore-Gründungen*, Fraunhofer-Institut für Windenergie und Energiesystemtechnik, IWES, 2016

Schaumann, P.; Lochte-Holtgreven, S.; Lohaus, L.; Lindschulte, N.; Durchrutschende Groutverbindungen in OWEA – Tragverhalten, Instandsetzung und Optimierung, In: *Stahlbau*, Vol. 79, Heft 9, S.-637-647, 2010

Spill, S.; Kohlmeier, M.; Kraemer, P.; Friedmann, H.: Messtechnische und numerische Untersuchungen an einvibrierten, lateral beanspruchten Stahlrohrpfählen. In: *Messen in der Geotechnik 2016*, 17.-18.03.2016 in Braunschweig, Mitteilungen des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik, Technische Universität Braunschweig, 2016

Spill, S.; Kohlmeier, M.; Wefer, M.; Dührkop, J.; Marezki, S.: Design of Large-scale Tests Investigating the Lateral Load-bearing Behavior of Monopiles. In: *Proceedings of ISOPE 2017*, 2017

Autoren

Dr.-Ing. Martin Kohlmeier

martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de

Severin Spill, M. Sc.

severin.spill@iwes.fraunhofer.de

Dr.-Ing. Alexander Schenk

alexander.schenk@iwes.fraunhofer.de

Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES

www.iwes.fraunhofer.de

Merkurstr. 13, 30419 Hannover

Tel.: +49 511 762-17670

Dr.-Ing. Moritz Häckell

haeckell@woelfel.de

Dr. rer. nat. Herbert Friedmann

friedmann@woelfel.de

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG

www.woelfel.de

Max-Planck-Str.15, 97204 Höchberg

Tel.: +49 931 49708-0

Großversuche und Feldmessungen als Voraussetzung für die Entwicklung von SHM-Systemen für Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen

Herbert Friedmann¹, Moritz Häckell¹, Martin Kohlmeier², Holger Huhn³

¹Wölfel Engineering GmbH + Co. KG, ²Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme IWES, Hannover, ³WindMW Service GmbH, Bremerhaven

1 Kurzfassung

Schwingungsbasierte Structural-Health-Monitoring-Systeme für Grout-Fugen von Offshore-Gründungen nutzen modale Größen wie Eigenfrequenz, Phasenlage oder Dämpfung zur Zustandsanalyse des Überwachungsobjekts. Da sich die modalen Parameter sowohl infolge von Schäden als auch durch geänderte Betriebs- und Umweltbedingungen in ähnlicher Weise ändern, sind ausgeprägte Stärken in der Signalanalyse zur Unterscheidung von gutartigen Veränderungen der Betriebs- bzw. Umweltbedingungen von Schadereignissen notwendig. Voraussetzung einer erfolgreichen Entwicklung von Detektionsalgorithmen sind die Messung und kontrastive Analyse von Signalen aus gutartigen Veränderungen und Schäden. Da eine gezielte Strukturschädigung nur im großmaßstäblichen Versuch möglich ist, wurden zwei Grout-Fugen eines Monopfahles im Testzentrum für Tragstrukturen der Leibniz Universität Hannover planmäßig geschädigt. Diese Versuchsdaten lieferten die Grundlage für eine erfolgreiche Entwicklung von Schadensindikatoren, die nach Projektabschluss in SHM.Foundation der Firma Wölfel eingebaut werden sollen.

Parallel zum Großversuch lieferten Feldmessungen an Grout-Fugen des Offshore-Windparks Meerwind Süd | Ost die Grundlage für die Entwicklung eines Populationsmonitorings.

2 Einleitung

Schwingungsbasierte Structural-Health-Monitoring-Systeme für Gründungsstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen (OWEA) verlangen einerseits, dass Sensoren, Stromversorgung, Datenspeicherung und -übertragung den rauen maritimen Anforderungen genügen. Andererseits müssen Signalanalyseverfahren entwickelt werden, die eine beginnende Schädigung automatisch erkennen. Da das Schwingungsverhalten einer

OWEA sowohl durch den Betrieb der Anlage, durch veränderte Umweltbedingungen oder durch Schäden beeinflusst wird, muss das SHM-System zwischen den ständig sich ändernden „environmental and operational conditions“, den EOCs, und Schadensereignissen sicher unterscheiden können. Dazu ist es notwendig, Schwingungssignale von zu befürchtenden Schäden und solche von Veränderungen im Betrieb bzw. unter den Umgebungsbedingungen einer Windenergieanlage zu messen und auf dieser Grundlage eine automatisierte Signalanalyse zu entwickeln. Während Schwingungssignale von Veränderungen bei EOCs auf real existierenden OWEAs gemessen werden können, trifft das für Schäden nicht zu. Hier müsste man entweder auf die zufällige messtechnische Erfassung einer Schadensentwicklung warten oder man weicht auf strukturdynamische Untersuchungen am großmaßstäblichen Modell der Tragstruktur aus. Dann können Schädigungsvorgänge gezielt nachgebildet werden.

Letzteres wurde im vom Bundesministerium für Wirtschaft und Energie geförderten F+E-Projekt QS-M Grout gemacht [vgl. dazu Friedmann et al., 2017]. In diesem Projekt hat Wölfel zusammen mit dem Fraunhofer IWES einen Großversuch im Maßstab 1:10 in der Grundbauversuchsgrube und im Spannungsfeld des Testzentrums für Tragstrukturen (TTH) der Leibniz Universität Hannover durchgeführt.

In dem hier beschriebenen F+E-Projekt QS-M Grout wird über die Entwicklung eines SHM-Systems zur Überwachung eines überaus wichtigen Teils der OWEA, nämlich der Grout-Fuge, berichtet. Sie ist die lasttragende - bei Ölplattformen sehr bewährte - Betonverbindung zwischen Pfahl und dem aufgehenden Turm einer Offshore-Windenergieanlage. Die Grout-Fuge dient vorrangig dem geometrischen Ausgleich und ermöglicht die notwendige vertikale Ausrichtung des Turmes selbst bei einer Schiefstellung des im Sediment eingerammten Pfahls. Durch die im Vergleich zu Ölplattformen andersartige dynamische Biegebelastung, die durch Wind, Wellen, Tidenstrom und vor allem den Betrieb der WEA entsteht, kann es zu einer Schädigung der Grout-Verbindung kommen, die letztlich in einer vertikalen Verschiebung mündet [vgl. dazu Schaumann et al., 2010].

Bislang konzentriert sich SHM auf die Überwachung eines Bauwerks oder einer Anlage. In Zukunft werden ganze „Populationen“ oder „Flotten“ solcher strukturdynamisch ähnlicher Monitoringobjekte überwacht. Durch Vergleiche kann abweichendes Verhalten einer Anlage erkannt werden. Die Vielzahl der Untersuchungsobjekte macht es nahezu unmöglich, derartige Messaufgaben im Labor durchzuführen. Hier bieten sich Messungen in einem

Windpark an, zumal das Monitoringziel kein abrupt auftretender Schaden sondern ein langfristiger Trend ist, der sich zu einem Schaden ausweiten kann. Derartige Trendanalysen wurden im Projekt QS-M Grout von WindMW, dem Betreiber des Offshore-Windparks (OWP) Meerwind Süd | Ost, und Wölfel gemeinsam durchgeführt.

Die Erkenntnisse aus dem Großversuch und den Messungen im OWP Meerwind Süd | Ost fließen ebenfalls in das von Wölfel angebotene SHM-System zur Überwachung von Offshore-Gründungen ein.

Dieser Aufsatz ist als Teil 2 des Beitrags von Kohlmeier et al. (2018) konzipiert, auf den besonders hinsichtlich des Versuchsaufbaus und der Versuchsdurchführung verwiesen wird. Die hier vorgestellten Verfahren beziehen sich auf die dort unter (b) und (d) dargestellten Zielstellungen.

3 Versuche zur Signalanalyse für ein SHM-System für Grout-Fugen

3.1 Arbeitsweise eines schwingungsbasierten SHM-Systems

Das Schwingungsverhalten einer Struktur und besonders die Veränderungen ihrer modalen Parameter, die im Zuge von Structural Health Monitoring ständig überwacht werden, enthalten sehr viele Informationen über den Zustand des Überwachungsobjektes OWEA bzw. Grout-Fuge. Das SHM-System beobachtet u.a. Veränderungen bei den Eigenfrequenzen der Struktur und bei den Strukturantworten im Gefolge unterschiedlicher Anregungsmechanismen. Für den Einmassenschwinger gilt:

$$\omega = \sqrt{\left(\frac{k}{m}\right)}.$$

Ein mechanisch bedingter Grout-Schaden reduziert die Steifigkeit k , eine Rotorblattvereisung oder bei Ebbe in der Luft hängender Bewuchs erhöhen die Masse m , eine Unwucht am Rotor der OWEA verändert die periodische Anregung 1Ω und Veränderungen der Wind- oder Wellenlast beeinflussen die Amplituden der Signale. Somit werden alle Effekte in der Veränderung der Eigenfrequenz ω wiedergespiegelt.

Die Strukturantwort der ambient oder durch den Betrieb angeregten OWEA wird analysiert. Da jede Offshore-Gründung und jede Grout-Fuge allein schon wegen der unterschiedlichen Bodensteifigkeit, der andersartigen Einbindung des Pfahls ins Sediment und der manuellen Herstellung der Fuge ein Individuum darstellt, beginnt Monitoring stets mit einer

Referenzierungsphase. Sind die Sollwerte z. B. in Form von Eigenfrequenzen einmal bekannt und mit Konfidenzintervallen versehen, ist das SHM-System einsatzbereit. Ab jetzt werden alle modalen Daten zuzüglich weiterer Parameter ständig gemessen und mit ihren Referenzwerten verglichen. So lange sich diese Vergleiche innerhalb der Konfidenzintervalle bewegen, ist kein Schaden zu befürchten. Kommt es jedoch zu einer Überschreitung des Konfidenzbereichs, dann müssen die Residuen näher analysiert werden.

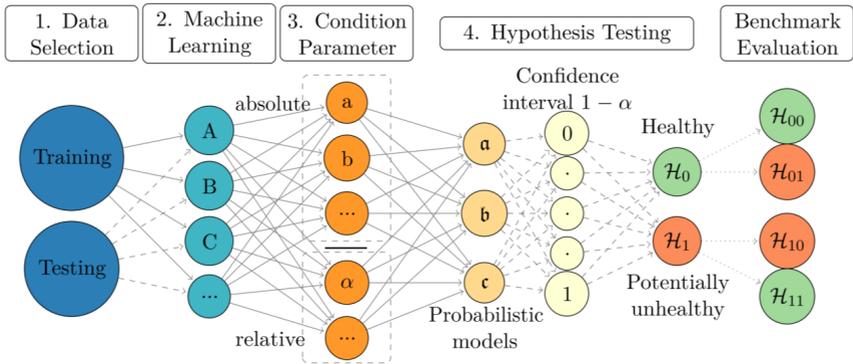


Abbildung 1: Ablaufdiagramm der Trainings- und Erprobungsphase eines SHM-Systems nach Häckell 2015

Die Datenbasis besteht aus verschiedenen Datensätzen, die üblicherweise in Form von Zeitreihen der verwendeten Sensoren zur Messung von Beschleunigungen, Dehnungen, Neigung und Temperatur zusammen mit Informationen über Umweltbedingungen und Anlagenbetrieb wie z.B. Windgeschwindigkeit, Rotordrehzahl, Pitchwinkel etc. (EOCs) gespeichert werden. Aus jedem Datensatz werden ein oder mehrere Bedingungsparameter extrahiert. Während der Trainingsphase (durchgezogene Linien in **Abbildung 1**) wird die Datenbank in Bezug auf EOC-Informationen in Cluster unterteilt und statistische Modelle werden aus mehreren Datensätzen für jedes Cluster an den Condition Parameter CP respektive den Schadensindikator angepasst. In der Testphase werden den in der Lernphase angelegten Clustern neue Datensätze zugeordnet, CPs aus den Zeitreihen extrahiert und schließlich mit Schwellenwerten aus dem gewählten probabilistischen Modell verglichen. Auf diese Weise erhält man laufend Informationen über den Zustand des Monitoring-Objekts, in diesem Fall der Grout-Fuge. Wenn die Konfidenzintervalle gut

gewählt wurden und die aktuellen Messdaten innerhalb der Grenzen liegen, gehen wir von einem unkritischen Zustand aus [vgl. dazu Häckell 2015].

Wie bereits eingangs dargelegt, reagiert die Strukturantwort der OWEA bzw. der Grout-Fuge auf geänderte Umweltbedingungen und Fahrweisen der WEA genauso wie auf einen Schaden. Um einen Fehlalarm zu vermeiden, müssen deshalb gutartige Veränderungen als Reaktion auf andere Konstellationen bei den EOCs sicher von Schäden unterschieden werden [Sohn 2007]. Die Strukturantwort in Folge von Schäden oder EOCs gleicht einem Fingerabdruck, der durch die unterschiedliche Kombination der CPs bzw. Schadensindikatoren erkannt werden kann. Die Mustererkennung dieser Fingerabdrücke und die Differenzierung der unterschiedlichen Ursachen für Abweichungen des Fingerabdrucks müssen in der Trainingsphase durch supervised machine learning erreicht werden.

Für diese Aufgabe wurden in QS-M Grout zwei Schadensindikatoren verwendet, die aus Beschleunigungsdaten abgeleitet werden. Ein Algorithmus kommt aus der stochastischen Mathematik, der zweite Schadensindikator analysiert die Energieverteilung im messtechnisch erfassten Spektrum:

- Der erste Schadensindikator beruht auf der Stochastic Subspace Identification, SSI. Dabei werden Veränderungen in den stochastischen Zustandsraummodellen niedriger Ordnung betrachtet. Das Modell selbst wird aus den gemessenen Zeitreihen erzeugt. Veränderungen können physikalisch als Änderung der Moden betrachtet werden. Der Algorithmus ist bei technischen Anwendungen als Covariance-driven Stochastic Subspace Identification algorithm, SSI-COV, bekannt und wird für die Schwingungsidentifikation im Kontext einer Output-Only Modalanalyse verwendet [Kraemer, Friedmann 2015].
- Der zweite Indikator bzw. CP stützt sich auf akkumulierte Energie (AE, CP-AE). AE ist definiert als das Integral einer Leistungsspektraldichte, die auf der Grundlage einer Auto- oder Kreuzkorrelation zwischen einem oder zwei verschiedenen Sensoren berechnet wird. Dieser Parameter verknüpft jedes Frequenz-Bin im Spektrum mit einem Energieniveau, das jene Energie repräsentiert, die im Signal bis zu dieser Frequenz vorhanden ist. Es wurden mehrere Energieniveaus verfolgt. Eine Änderung der Frequenzen zeigt eine Energieumverteilung im Signal und damit eine

Strukturänderung an. Um einen Schwellenwert zu erhalten, wird das 95 %-Perzentil anhand aller gültigen Datensätze im Referenzzustand berechnet [Häckell, 2015].

3.2 Versuche zum Grout-Monitoring im TTH

Die Messdaten in **Abbildung 3** wurden vor, während und nach den zyklischen Belastungen in der Grundbau-Versuchsgrube, GBVG, und im Spannfeld des TTH aufgenommen. Sie korrelieren in hohem Maße mit den von Fraunhofer IWES vorgelegten Messdaten zur Fläche der Hystereseschleife [vgl. **Abbildung 2** und Kohlmeier et al. 2018].

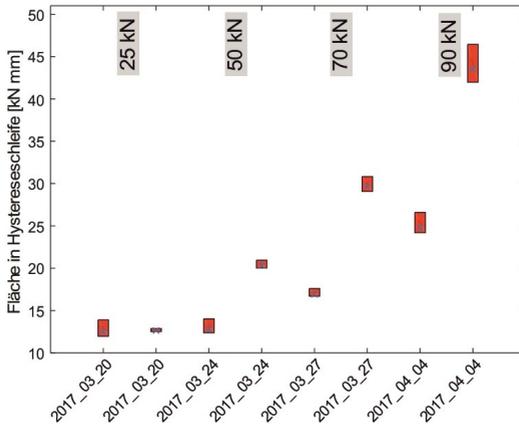


Abbildung 2: Entwicklung der Flächen der 25-kN-Referenz-Hystereseschleifen für TP2 (Transition Piece 2) vor und nach der jeweiligen Belastungsstufe von 25 kN, 50 kN, 70 kN und 90 kN am Turm der Monopile-Struktur im Spannfeld

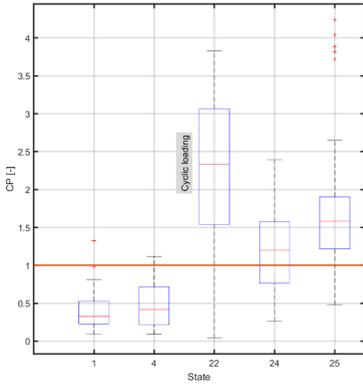


Diagramm 1 TP 1 Grundbaugrube

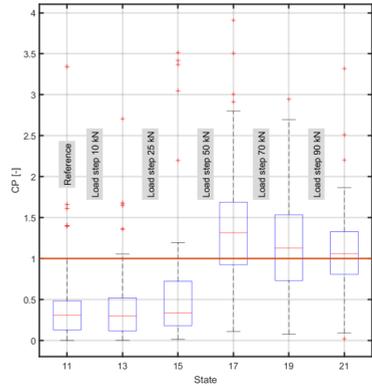


Diagramm 2 TP 2 Grundbaugrube

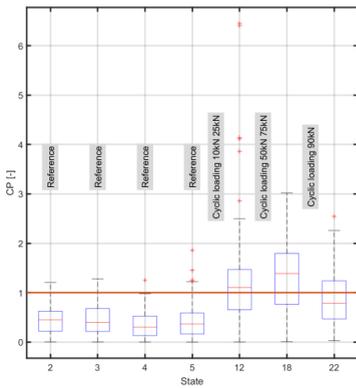


Diagramm 3 TP 1 Spannfeld

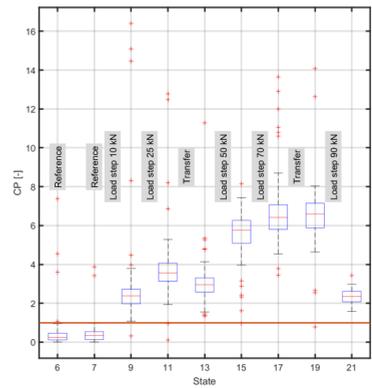


Diagramm 4 TP 2 Spannfeld

Abbildung 3: Schadensindikator SSI-COV, gemessen am TP 1 (Diagramme (1) und (3)) und TP 2 (Diagramme (2) und (4)) bei Anregung mit weißem Rauschen. Die Diagramme (1) und (3) entstanden auf der Grundlage der in der Grundbaugrube vor und nach der zyklischen Belastung gemessenen Daten, die Diagramme (2) und (4) stützen sich auf Messungen im Spannfeld vor, zwischen und nach den zyklischen Belastungen.

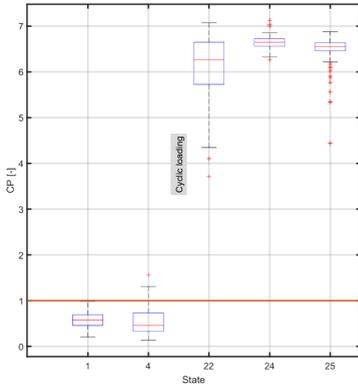


Diagramm 1 TP 1 Grundbaugrube

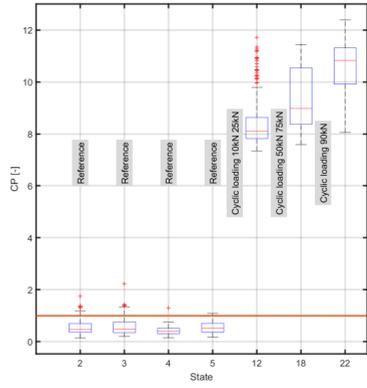


Diagramm 2 TP 2 Grundbaugrube

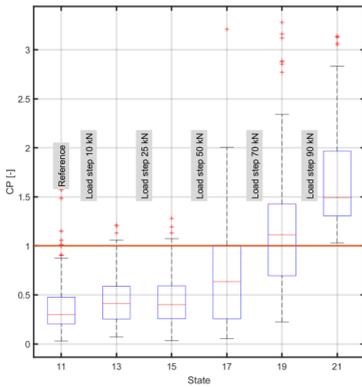


Diagramm 3 TP 1 Spannfeld

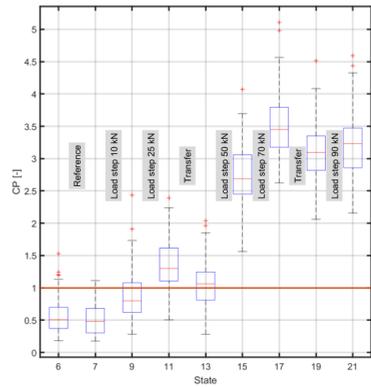


Diagramm 4 TP 2 Spannfeld

Abbildung 4: Schadensindikator AE, gemessen am TP 1 (Diagramme (1) und (3)) und TP 2 (Diagramme (2) und (4)) bei Anregung mit weißem Rauschen. Die Diagramme (1) und (2) entstanden auf der Grundlage der Daten, die in der Grundbaugrube vor und nach der zyklischen Belastung gemessen wurden, die Diagramme (2) und (4) basieren auf Daten, die im Spannfeld vor, zwischen und nach den zyklischen Belastungen ermittelt wurden.

In **Abbildung 3** sind statistische Kenngrößen des Schadensindikators SSI-COV dargestellt. Diese sind für die Messungen vor, zwischen und nach den unterschiedlichen Belastungs-

phasen als Box-Plots dargestellt¹. Um die Zustandsindikatoren zu ermitteln, wurde zwischen den zyklischen Belastungen jeweils der Hydraulikzylinder von der Struktur entfernt und die Struktur mit weißem Rauschen bei gleicher Lastamplitude durch den Shaker angeregt. In analoger Weise sind in **Abbildung 4** die Zustandsindikatoren für den Parameter CP-AE dargestellt. Das 95 %-Perzentil der Trainingsphase ist jeweils als rote horizontale Linie in die Darstellungen eingetragen.

Alle Messdaten wurden durch Shakeranregung mit weißem Rauschen gewonnen und in Zeitreihen von je einer Minute Länge aufgeteilt. Pro Datensatz wird ein Wert für beide CPs berechnet. Auf der linken Seite sind Zustände vor und nach der zyklischen Belastung, während der sich die Struktur in der GBVG befand, dargestellt. Auf der rechten Seite werden auf dem Spannungsfeld gemessene Daten gezeigt. Die verschiedenen Lastschritte sind jeweils zwischen den Zustandsparametern angegeben.

Zwei Fragen waren zu beantworten:

- Kann man Strukturveränderungen auch bei nicht eindeutig definierten Randbedingungen - das ist in der GBVG und bei späteren Anwendungen im Feld der Fall - sicher nachweisen?
- Ist es möglich, das Auftreten von Strukturveränderungen nach bestimmten Laststufen im Spannungsfeld zu erkennen?

Für beide Schadensindikatoren CP-AE und SSI-COV ist eine klare Verschiebung der CP-Statistik zwischen Zustand 4 und 22 für das TP 1 bzw. Zustand 5 und 12 für das zweite TP vor und nach der zyklischen Belastung im Spannungsfeld sichtbar (1) und (2) in **Abbildung 3** und **Abbildung 4**. Für CP-AE liegt eine deutliche Verschiebung mit Medianwerten um 6 bzw. 8 vor. Für beide Indikatoren ist auch nach den Belastungsschritten im Spannungsfeld in (3) und (4) der beiden Abbildungen eine Änderung der Zustandsindikatoren sichtbar. Ab der Laststufe von 50 kN ist für beide Zustandsparameter an beiden TPs eine deutliche Änderung der Parameterwerte zu beobachten. CP-AE und CP SSI-COV zeigen einen deutlichen Trend

¹ Je Zustand ist der Median als rote Linie, 25- und 75-% Perzentil als blaue Box und 5- und 95-% Perzentil als schwarze Linien dargestellt. Ausreißer sind mit roten Kreuzen markiert.

für die nachfolgenden Belastungsschritte von 75 kN und 90 kN. Es ist außerdem zu beobachten, dass - bedingt durch die Transfers zwischen Spannungsfeld und Grundbaugrube - die Werte der Zustandsparameter wieder leicht zurückgehen.

3.3 Messungen zum Populationsmonitoring im Windpark Meerwind Süd | Ost

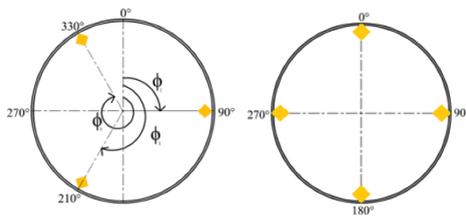
Im Jahr 2014 hat der OWP Meerwind Süd | Ost mit 80 OWEA der 3,6 MW-Klasse auf Monopile-Tragstrukturen seinen Betrieb aufgenommen. Bei der Ausstattung der OWEAs ging man allerdings auf Betreiben des Investors weit über den vom BSH vorgeschriebenen Standard hinaus. Es wurden nicht nur 10 % der OWEAs, wie es der damals gültige BSH Standard [Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie 2007] vorschrieb, an Monopiles, Transition Pieces und Türmen instrumentiert, sondern es wurde zusätzlich an den verbleibenden 72 OWEAs eine permanente Überwachung der Grout-Fuge installiert. Das Überwachungskonzept besteht aus Wegaufnehmern zur Langzeitüberwachung von Relativverschiebungen zwischen Pfahl und Transition Piece. Bei der Überschreitung eines vordefinierten Grenzabstandes wird ein Warnsignal abgegeben, um eine detektierte Systemveränderung zu melden. Damit hat das Überwachungssystem die einfache Funktion einer Ampel, die ein grünes Signal zeigt, solange der Grenzwert nicht überschritten ist, und ein rotes Signal bei Überschreitung.

Das Messsystem mit der Datenerfassung und -speicherung ist autonom konzipiert, d.h. die Messdaten laufen auf einem separaten Server auf und sind nicht online an die zentrale Datenerfassung durch das SCADA-System angebunden. Korrelationen mit Betriebszuständen im Verlauf des Lebenszyklus sah das bisherige Überwachungskonzept nicht vor.

Im Rahmen von QS-M Grout wurde das vorhandene Überwachungskonzept von der einfachen Ampelfunktion auf ein intelligentes Online-Monitoringsystem umstrukturiert, mit dem es möglich wird, Korrelationen zu den Betriebszuständen herzustellen und damit eine Aussagekraft bezüglich der Beanspruchungen während des Lebenszyklus der Anlagen zu erhalten, die wiederum direkten Einfluss auf die Ausgestaltung der wiederkehrenden Prüfungen haben. Außerdem wurde mit einer Ultraschall-Abstandssensorik ein zusätzliches Messprinzip getestet.

Mit Hilfe von supervised machine learning wurde eine richtungsabhängige Regressionsanalyse der Vertikalverschiebungen mit einem sinusförmigen curve fitting durchgeführt. Dies geschah auf der Grundlage von Messdaten, die im zehnmütigen Abstand von den installierten Abstandssensoren gewonnen wurden.

Die induktiven Wegaufnehmer zur Überwachung der Vertikalbewegung in der Grout-Fuge sind in drei Positionen, jeweils versetzt um 120° angeordnet (vgl. **Abbildung 5**). Zur besseren Auswertung der Verformungen in Kopplung mit den SCADA-Daten wurden die Messwerte in die zwei Haupttrichtungsachsen (Nord-Süd und West-Ost) transferiert.



Nachfolgend ist ein Vergleich der beiden Sensortypen (induktiver Wegaufnehmer und Ultraschall-Abstandssensorik) für die vier Himmelsrichtungen aufgetragen (**Abbildung 6**). Der Vergleich zeigt einen nahezu ähnlichen Verlauf, so dass hieraus gefolgert werden kann, dass beide Sensortypen für eine Abstandsmessung geeignet erscheinen.

Dann wurden die vertikalen Verschiebungen eines induktiven Wegaufnehmers mit am TP installierten Dehnungsmesssensoren (DMS), die Teil des vom BSH geforderten Überwachungskonzepts sind, verglichen (vgl. dazu **Abbildung 7**).

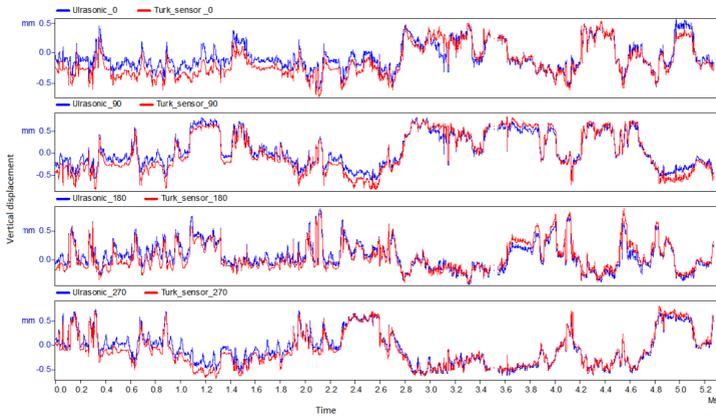


Abbildung 6: Vergleich verschiedener Sensortypen zur Wegmessung

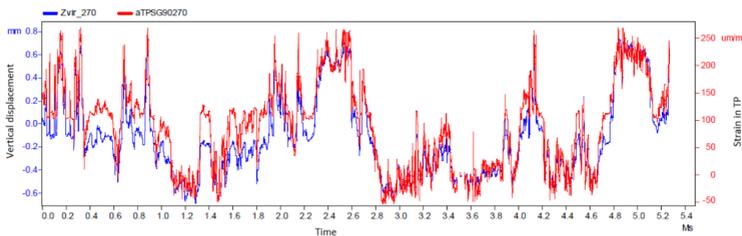


Abbildung 7: Vergleich Wegmessung vs. DMS

Wie erwartet, korrelieren die DMS-Werte gut mit den gemessenen Grout-Fugenbewegungen. Als weitere Erkenntnis lässt sich aus der Betrachtung ableiten, dass die Auflösung der Messung mit den Wegaufnehmern durchaus für ein Rainflow-Counting zur Überwachung der Lebensdauer geeignet ist und somit für die Auswertung der Strukturüberwachung mehr bietet als eine reine Grenzwertüberwachung, so wie sie zunächst konzipiert war.

Abbildung 8 visualisiert die Schwellenanalyse. Hier wurden die Höchstwerte aus den Zeitreihen aller 80 Grout-Fugen-Überwachungssysteme für den Zeitraum vom 01.01.2016 bis 31.12.2016 aufgetragen. In Abstimmung mit dem Designer wurden als Schwellenwerte Level 1 (3 mm, Braune Linie) und Level 2 (6 mm, rote Linie) für die Grout-Überwachung festgelegt. Der Verlauf der Messwerte über den angegebenen Messzeitraum zeigt keine Trends bzw. Veränderungen in der strukturellen Integrität.

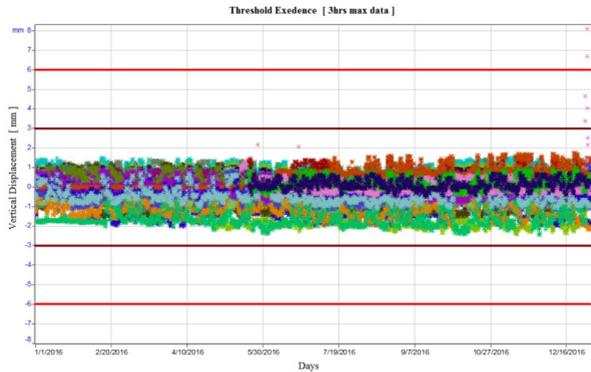


Abbildung 8: Vertikalabstandsmessung, Verlauf der max. 3-Stundenwerte

Die in den **Abbildungen 6 bis 8** gezeigten weitergehenden Analysen können durch die Unterscheidung von EOCs und Schadensignalen noch weiter zugeschräfft werden. Mit Hilfe einer richtungsabhängigen Regressionsanalyse der Verschiebungen an der Grout-Fuge wurden die Fitkurven in **Abbildung 9** errechnet. Dazu wurde nur der Anlagenbetrieb zwischen 12 bis 15 U/min bei 8 bis 20 m/s Windgeschwindigkeit gewertet und ein Polynom 7. Grades gefittet. Die Fitkurven können mit Konfidenzintervallen versehen werden und ermöglichen eine erheblich genauere Beurteilung der Vertikalverschiebungen an der Grout-Fuge. Die durch die Gondelposition verursachte Amplitude ist demnach wesentlich größer als die vertikale Verschiebung aus Anlagenbetrieb und anderen Vertikalbewegungen, die ein „Durchrutschen“ anzeigen könnten. Dies ist ein Indiz für eine voll tragfähige Grout-Fuge! Mit solchen speziellen, in Richtung supervised machine learning gehenden Referenzierungsmethoden kann nachgewiesen werden, dass die in **Abbildung 8** gezeigten Amplituden im Wesentlichen auf Einflüsse von unkritischen EOCs, nämlich den Einfluss der Gondelstellung, zurückzuführen und damit reversibel sind. Der Anteil möglicherweise schadhafter Vertikalbewegungen ist um Faktor 5 bis 10 kleiner als es mit einfachen Grenzwertbetrachtungen dargestellt werden kann.

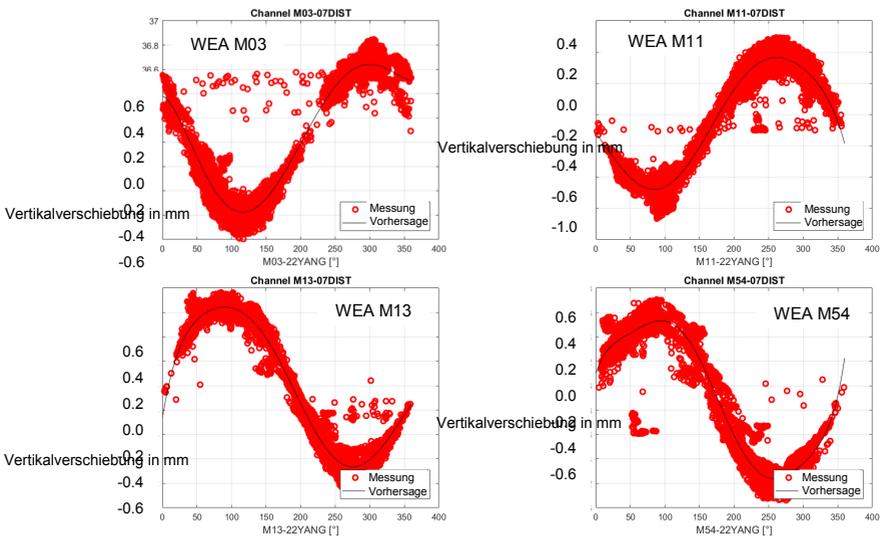


Abbildung 9: Regressionsanalyse von Abstandssensoren an der Grout-Fuge zweier OWEAs aus dem OWP Meerwind Süd | Ost.

Aus dem Vergleich aller Anlagen eines OWP im Zuge des Populationsmonitorings kann abweichendes Verhalten frühzeitig sicher erkannt werden (vgl. dazu **Abbildungen 8 und 9**).

4 Zusammenfassung und Ausblick

In dem Beitrag konnte gezeigt werden, dass mit einem SHM-System, das speziell auf die Detektion von Schäden an der Grout-Fuge ausgelegt ist, mit Hilfe zweier Schadensindikatoren bzw. Condition Parametern, nämlich mit SSI-COV und CP-AE schadhafte Veränderungen sicher erkannt werden können.

Beim Populationsmonitoring der Grout-Verbindungen von 80 Anlagen des OWP Meerwind Süd | Ost konnte gezeigt werden, dass mit SHM-Methoden wesentlich qualifiziertere Aussagen als durch die bloße Grenzwertüberwachung erzielt werden können. Durch eine Kompensation der EOCs gelingt es, die gemessenen Relativverschiebungen nochmals um den Faktor 5 bis 10 zu reduzieren.

SHM-Systeme für Offshore-Gründungsstrukturen werden in naher Zukunft nicht nur die globale Standfestigkeit von Monopfählen oder Jackets überwachen, sondern auch Grout-

Schäden frühzeitig erkennen und somit die Sicherheit erhöhen und die teuren und gefährlichen Tauchereinsätze für wiederkehrende Prüfungen reduzieren. Durch die vergleichende Überwachung einer Vielzahl von ähnlichen Objekten im Zuge von Populationsmonitoring kann abweichendes Verhalten frühzeitig erkannt werden.

Als künftige Aufgabe verbleiben Aussagen zur Grenztragfähigkeit und die Ermittlung der verbliebenen Resttragfähigkeit einer Grout-Fuge.

5 Danksagung

Das diesem Beitrag zugrundeliegende Vorhaben QS-M Grout wurde mit Mitteln des Bundesministeriums für Wirtschaft und Energie unter dem Förderkennzeichen 03SX372A gefördert. Dafür sei an dieser Stelle ausdrücklich gedankt, denn ohne diese Förderung wäre ein Versuch in dieser Größenordnung nicht möglich gewesen.

Gefördert durch:



aufgrund eines Beschlusses
des Deutschen Bundestages

Literatur

Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie, BSH: Standard, Untersuchung der Auswirkungen von Offshore-Windenergieanlagen auf die Meeresumwelt, StUK 3, 2007.

Friedmann, H.; Eppler, J.; Häckell, M.; Huhn, H.; Kohlmeier, M; Weihnacht, B.: QS-M Grout - QualitätsSicherung und Structural Health Monitoring von **Grout**-Verbindungen an Unterwasser-Tragstrukturen von Offshore-Windenergieanlagen, in: Tagungsband der Statustagung Maritime Technologien 2017, S. 155 – 178, herausgegeben vom Forschungszentrum Jülich, (= Schriftenreihe Projektträger Jülich)

Häckell, M. W.: „A Holistic Evaluation Concept for Long-Term Structural Health Monitoring“, Mitteilung des Instituts für Statik und Dynamik der Leibniz Universität Hannover 25/2015, Hannover 2015.

Kohlmeier, M.; Spill, Severin; Häckell, M.; Schenk, A. 1; Friedmann, H.: Physikalische Modellversuche an Monopile-Tragstrukturen mit Grout-Verbindungen zur Bewertung von Structural-Health-Monitoring-Systemen, im Druck im Tagungsband Messen in der Geotechnik, Braunschweig 2018

Kraemer, P.; Friedmann, H.: Vibration-based structural health monitoring for offshore wind turbines–Experimental validation of stochastic subspace algorithms, *Wind Struct.*, Bd. 21, Nr. 6, S. 693–707, 2015.

Schaumann, P., S. Lochte-Holtgreven, L. Lohaus, N. Lindschulte: Durchrutschende Groutverbindungen in OWEA – Tragverhalten, Instandsetzung und Optimierung, in: *Stahlbau*, 79. Jg. 2010, Heft 9, S.-637-647

Sohn, H.: Effects of environmental and operational variability on structural health monitoring, *Philos. Trans. R. Soc. Math. Phys. Eng. Sci.*, Bd. 365, S. 539–560, Feb. 2007.

Autoren

Dr. rer. nat. Herbert Friedmann friedmann@woelfel.de

Dr.-Ing. Moritz Häckell haeckell@woelfel.de

Wölfel Engineering GmbH + Co. KG www.woelfel.de

Max-Planck-Str.15, 97204 Höchberg Tel.: +49 931 49708-0

Dr.-Ing. Martin Kohlmeier martin.kohlmeier@iwes.fraunhofer.de

Fraunhofer-Institut für Windenergiesysteme, IWES www.iwes.fraunhofer.de

Merkurstr. 13, 30419 Hannover Tel.: +49 511 762-17670

Dr.-Ing. Holger Huhn holger.huhn@windmw.de

WindMW Service GmbH www.windmw.de

Schleusenstraße 12, 27568 Bremerhaven +49 471 309303-54

*Bisher erschienene Mitteilungshefte
des Instituts für Grundbau und Bodenmechanik*

**Die meisten Hefte können kostenfrei
auf unserer Homepage www.IGB-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 Bentonitsuspensionen 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 abgeordneten 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. **Deponieseminar 1994, Geotechnische Probleme
Hemker, O. im Deponie- und Dichtwandbau -
Horst, M., Kayser, J. Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. März 1994**
- Nr. 44 Rodatz, W. **Messen in der Geotechnik 1994
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. Mai 1994
Wienholz, B.**
- 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. **Pfahl-Symposium 1995
Ernst, U. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 1995
Wienholz, B.**
- Nr. 49 Kayser, J. **Spannungs-Verformungs-Verhalten von Einphasen-
Dichtwandmassen, Dissertation, 1995**
- Nr. 50 Rodatz, W. **Messen in der Geotechnik 1996
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 1996
Wienholz, B.**
- Nr. 51 Rodatz, W. **Deponieseminar 1996 - Konstruktion, Bemessung
Knoll, A. und Qualitätssicherung bei Abdichtungssystemen -
Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. März 1996**
- Nr. 52 Maybaum, G. **Erddruckentwicklung auf eine in Schlitzwand-
bauweise hergestellte Kaimauer, Dissertation, 1996**
- Nr. 53 Rodatz, W. **Pfahl-Symposium 1997
Ernst, U. Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 1997
Wienholz, B.**
- Nr. 54 Horst, M. **Wasserdurchlässigkeitsbestimmungen zur Qualitäts-
sicherung mineralischer Abdichtungen, Dissertation, 1997**
- Nr. 55 Rodatz, W. **Messen in der Geotechnik 1998
Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 1998
Stahlhut, O.**
- Nr. 56 Rodatz, W. **Deponieseminar 1998
Bachmann, M. - Entwicklungen im Deponie- und Dichtwandbau
Rosenberg, M. 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.
Plaßmann, 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 Plaßmann, 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. **Pfahl-Symposium 2003**
 Fritsch, M. Fachseminar in Braunschweig am 20. und 21. Februar 2003
 Kirsch, F.; Schallert, M.
- 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. **11. Braunschweiger Deponie und Dichtwandseminar 2004**
 Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 11. und 12. März 2004
 Nendza, M.
- Nr. 75 Kirsch, F. **Experimentelle und numerische Untersuchungen zum Trag-
 verhalten von Rüttelstopfsäulengruppen**, Dissertation, 2004
- Nr. 76 Stahlmann, J. **Geotechnik-Kolloquium 30 Jahre IGB-TUBS**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 25. und 26. Mai 2004
 Fritsch, M.
- Nr. 77 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2004**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 09. und 10. September 2004
 Kuhn, C.
- 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. **Pfahl-Symposium 2005**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 24. und 25. Februar 2005
 Fritsch, M.
- Nr. 81 Nendza, M. **Untersuchungen zu den Mechanismen der dynamischen
 Bodenverdichtung bei Anwendung des Rütteldruckverfahrens**
 Dissertation, 2006
- Nr. 82 Stahlmann, J. **Messen in der Geotechnik 2006**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Februar 2006
 Kuhn, C.
- Nr. 83 Stahlmann, J. **geotechnische Aspekte im Umweltschutz**
 Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. März 2006

- Nr. 84 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2007**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 22. und 23. Februar 2007
 Fritsch, M.; Fischer, J.
- 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. **Messen in der Geotechnik 2008**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 23. und 24. Oktober 2008
 Bruns, B.
- Nr. 88 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2009**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 19. und 20. Februar 2009
 Fischer, J.
- Nr. 89 Schmitt, J. **Spannungsverformungsverhalten des Gebirges**
 beim Vortrieb mit Tunnelbohrmaschinen mit Schild
 Dissertation, 2009
- Nr. 90 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2009**
 Rosenberg, M. 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. **Messen in der Geotechnik 2010**
 Gattermann, J. Fachseminar in Braunschweig am 18. und 19. Februar 2010
 Bruns, B.
- Nr. 93 Schallert, M. **Faseroptische Mikrodehnungsaufnehmer für die Bewertung**
 der Struktur von Betonpfählen, Dissertation, 2010
- Nr. 94 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2011**
 Fischer, J. Fachseminar in Braunschweig am 17. und 18. Februar 2011
 Zahlmann, J.
- Nr. 95 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2011**
 Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 29. und 30. September 2011
- Nr. 96 Stahlmann, J. **Pfahl-Symposium 2013**
 Zahlmann, J. Fachseminar in Braunschweig am 21. und 22. Februar 2013
 Sychla, H.
- Nr. 97 Stahlmann, J. **Stahl im Wasserbau 2013**
 Rosenberg, M. Fachseminar in Braunschweig am 26. und 27. September 2013



www.IGB-TUBS.de

ISBN - Nr: 3-927 610-96-8